

INSTITUT FÜR BAUSTOFFKUNDE UND STAHLBETONBAU
DER TECHNISCHEN HOCHSCHULE BRAUNSCHWEIG
DIREKTOR: o. PROF. DR.-ING. KARL KORDINA

~~XXVIII 38 - 1~~



B e r i c h t

über die Erprobung von vier Schutzbauten
des Types S_1 und S_9 bei Beanspruchung durch
Explosionswirkungen verschiedener Art

vorgelegt von

Prof. Dr.-Ing. Karl Kordina
und
Dipl.-Ing. Herbert Ehm

Antragsteller: Bundesministerium für Wohnungswesen,
Städtebau und Raumordnung
Bad Godesberg

Antrag vom: 21.8.1962

Inhaltsverzeichnis

	Seite
1. Art und Umfang des Auftrages	2
2. Einleitung	2
3. Versuchsbauten	4
4. Versuchsprogramm	12
4.1 Sprengprogramm	12
4.2 Meßprogramm	14
5. Versuche	20
5.1 Zeitliche Übersicht über die Versuche	20
1. Versuchsabschnitt	20
2. Versuchsabschnitt	22
5.2 Versuchssprengungen	23
5.2.1. Versuche am S-Bau IV	23
5.2.2 Versuche am S-Bau III	34
5.2.3 Versuche am S-Bau II	39
5.2.4 Versuche am S-Bau I	48
5.3 Versuchsergebnisse, Versuchsauswertung	56
5.3.1 Allgemeines	56
5.3.2 Umfang der Auswertung	59
5.3.3 Versuchsergebnisse, Meßergebnisse	60
5.3.4 Allgemeine Darstellung von Druckstoßwir- kungen auf einfache Objekte; Grenzfälle. .	60
5.3.5 Untersuchung der Deckenplatten	69
5.3.6 Untersuchung der Frontwände	106
5.3.7 Einflüsse auf die Beanspruchung biegebean- spruchter Bauteile	134
5.3.8 Zulässige Impulse für die untersuchten Bauteile	137
5.3.9 Zu der Definition der "Zerstörung"	141
6. Zusammenfassung weiterer wichtiger Beobachtungen an den S-Bauten während der Ansprengversuche	144
7. Zusammenfassung	149

1. Art und Umfang des Antrages

Dem Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig wurde vom Bundesministerium für Wohnungswesen, Städtebau und Raumordnung der Auftrag erteilt, in Zusammenarbeit mit anderen Instituten das Festigkeits- und Verformungsverhalten einiger Stahlbeton-Schutzbauten bei Beanspruchung durch Detonationen verschiedener Art zu untersuchen. Dabei sollten auch Messungen bezüglich der Art, der Größe und des Verlaufes der Belastung der Bauwerke ausgeführt werden. Im einzelnen sollte nach Möglichkeit beantwortet werden

- a) ob anhand der Meßergebnisse ein System statischer Ersatzlasten vorgeschlagen werden kann,
- b) welche Voraussagen über das Verhalten der Bauwerke bei atomaren Druckstoßwirkungen möglich sind,
- c) welche allgemeinen Schlußfolgerungen über das Verhalten von Stahlbetontragwerken gezogen werden können.

2. Einleitung

2.1 Ziel der Versuche:

Nach der Erprobung deutscher Schutzbauten in Nevada, USA, bei der eine Messung der Verformungen und anderer Bewegungsgrößen an den Bauwerken nicht möglich war, sollte jetzt das Verhalten von Schutzbauten bei Ansprengung mit herkömmlichem Sprengstoff näher untersucht werden. Dabei waren detaillierte Messungen vorgesehen. Zweck der Versuche war zunächst, nach Möglichkeit Anschlußwerte für den Belastungsfall eines atomaren Druckstoßes zu erhalten. Später wurde einschränkend festgelegt, das Verhalten der Bauwerke unter herkömmlicher Waffenwirkung zu erproben.

Aufgabenstellung und Versuchsmöglichkeiten werden von vornherein durch die tatsächlichen Gegebenheiten (Größe, Lage und Art des Bauwerkes, höchstmögliche Sprengladung etc.) begrenzt.

Es sollte auf Grund der Versuchsergebnisse angestrebt werden, das Verhalten einzelner Bauteile unter dynamischer Stoßbelastung rechnerisch zu erfassen oder ausreichend zu deuten. Daher war

auch allgemein nach dem Verhalten von Stahlbetonbauteilen unter derartigen Belastungen zu fragen. Zum anderen sollte durch die Versuche eine Aussage über das Verhalten des gesamten Bauwerkes unter der vorliegenden dynamischen Beanspruchung ermöglicht und schließlich das Verhalten einiger für das Bauwerk wichtiger Funktionsbauteile (z.B. Eingangsbauwerk, Abschlüsse) näher erprobt werden.

Alle weiteren Erprobungsabsichten, z. T. erst während der Versuche an die bearbeitenden Institute herangetragen, wurden, soweit es der Gesamtauftrag und die Rücksicht auf die Arbeit der beteiligten Institute zuließen, mitbearbeitet und sind jeweils gesondert erwähnt.

Die Erprobung erstreckte sich auf 2 Typen von Schutzbauten: Typ S_1 und S_9 (vergl. Anlagen 1 und 2)*). Grundsätzlich waren verdämmte und unverdämmte Sprengungen an den Bauwerken vorgesehen; neben frei auf dem Erdboden aufgelegten Ladungen wurden im Laufe der Versuche auch frei aufgehängte Ladungen gezündet; die Notwendigkeit dazu ist im einzelnen weiter unten begründet.

2.2 Beteiligung anderer Institute, Dienststellen und Firmen:

Das Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig hatte neben einer speziellen Auswertung und Zusammenfassung der Versuchsergebnisse folgende an der Erprobung beteiligten Institute zu koordinieren:

- a) Bundesanstalt für Materialprüfung (BAM), Berlin.

Messung der durch die Explosionswirkungen am Bauwerksbeton hervorgerufenen Dehnungen.

- b) Ernst-Mach-Institut (EMI), Freiburg.

Messung der am Bauwerk und in Umgebung des Bauwerkes auftretenden Luft- und Erddrücke sowie der Beschleunigungen und Verschiebungen an bestimmten Punkten des Bauwerkes.

Zeitweise (bei Erprobung von Fernmeldegerät im Schutzbau S IV vom Typ S_1).

*) siehe Anhang

- c) Batelle-Institut, Frankfurt a. M., im Auftrage des Bundesamtes für Wehrtechnik und Beschaffung (BWB), Koblenz.
Entwicklungsarbeiten für eine möglichst stoß- und schwingungsgeschützte Aufstellung von Fernmeldegerät innerhalb eines Schutzbaues.
- d) Deutsche Bundespost, Fernmeldetechnisches Zentralamt (FTZ), Darmstadt.
Eigene Messungen am Fernmeldegerät in Zusammenarbeit mit dem Batelle-Institut.

Die E-Stelle 91 der Bundeswehr in Meppen, Ems, auf deren Gelände die Versuche ausgeführt wurden, unterstützte im Rahmen der Amtshilfe die beteiligten Institute nach Kräften durch Bereitstellung von Gerät, Personal und anderen Hilfsmitteln. Ebenfalls wurden die umfangreichen Sicherungsvorkehrungen für die Versuche auf dem weitläufigen Gelände von der E-Stelle wahrgenommen.

Das Innenministerium des Landes Nordrhein-Westfalen (Referent W. Mitzke) leitete die einzelnen Versuchssprengungen und führte sie zum größten Teile selbst durch.

3. Versuchsbauten

Zur Untersuchung standen auf dem Gelände der Erprobungsstelle der Bundeswehr in Meppen, Sprakeler Heide, je zwei Schutzbauten des Types S_1 und S_9 zur Verfügung.

Diese Schutzbauten sollen eine Druckresistenz bei quasistatischer Beanspruchung von 1 bzw. 9 atü Überdruck aufweisen.

3.1 Beschreibung der Versuchsbauten (vergl. Anlage 1,2; s. Anhang)

Die Schutzbauten besitzen eine kubische Form mit äußeren Abmessungen für

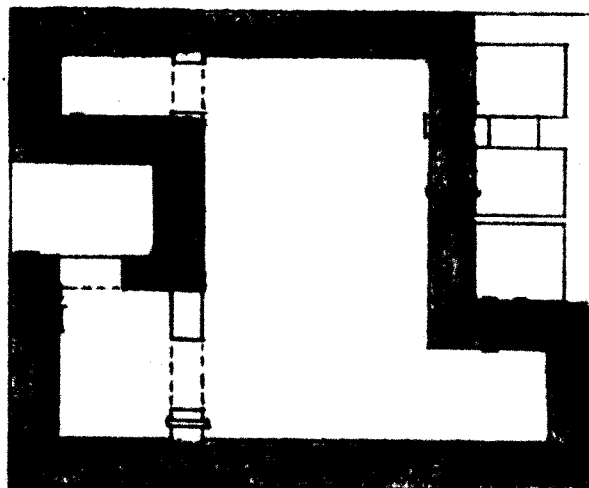
den Typ S_1 von 7,30 x 5,85 m im Grundriß
und 3,00 m in der Höhe,

den Typ S_9 von 7,75 x 6,25 m im Grundriß
und 3,60 m in der Höhe.

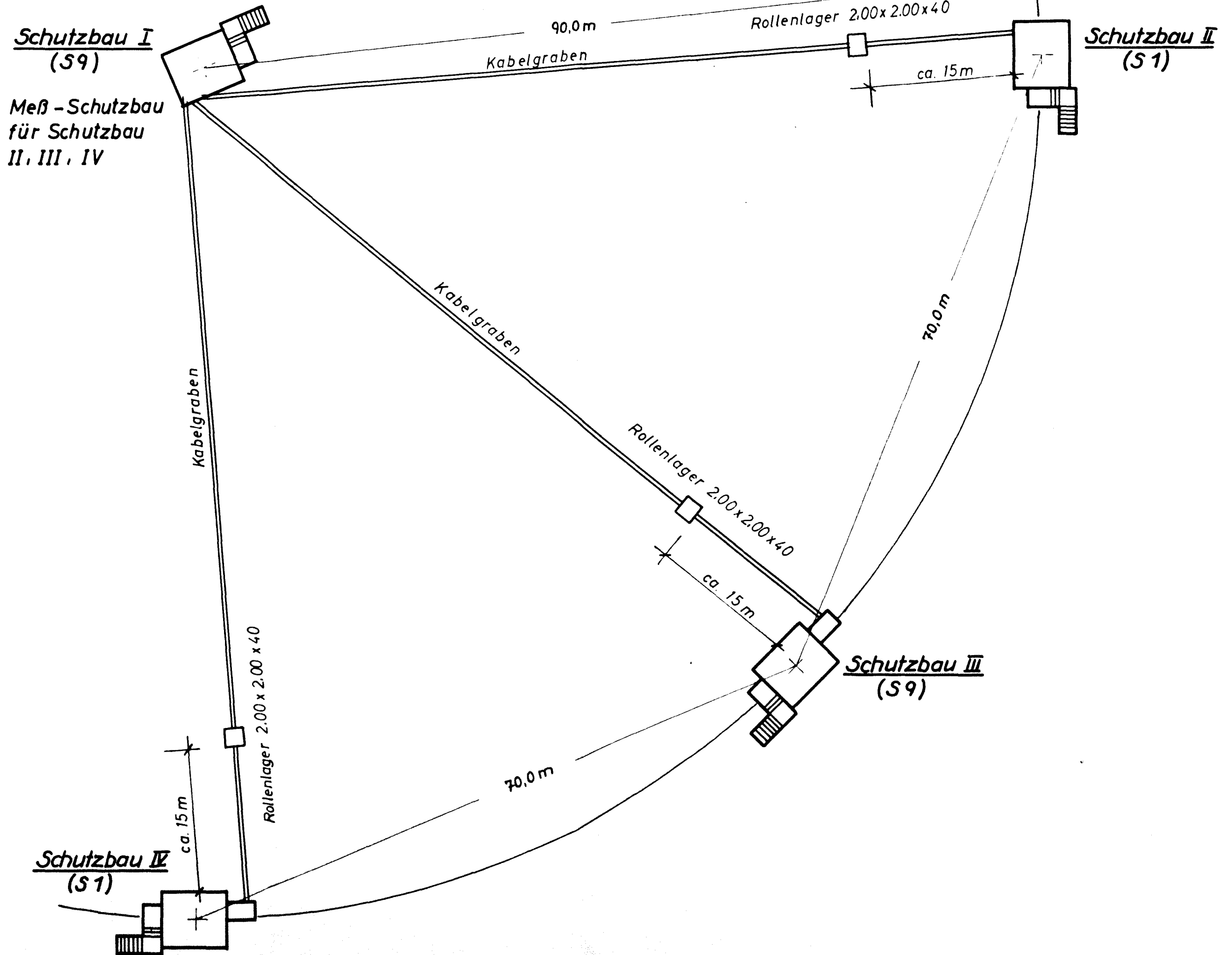
Der Grundriß zeigt im mittleren Bereich den eigentlichen Aufenthaltsraum (3) mit den Abmessungen von 5,05 x 3,00 m i.L. (für Typ S₁ und S₉). An den Schmalseiten des Bauwerkes liegen jeweils einerseits der Eingangsraum (1) mit anschließender Schleuse (2) und das WC (5), andererseits die Ausgangsschleuse (6) für den Notausstieg, der eigentliche Notausstieg (7) und der Grobsandhauptfilter (8). Vor den Eingangsraum (1) ist ein Eingangsbauwerk, durch eine Fuge getrennt, an das Schutzbauwerk angesetzt.

Die Eingangsschleuse (2) wird zum Eingangsraum (1) hin durch eine Drucktür, zum Schutzraum (3) durch eine Gastür (gasdicht) verschlossen. Der Ausgangsraum zum Notausstieg (6) wird gegenüber dem Innenraum (3) durch eine Gastür (Klappe), gegenüber dem Notausstiegsraum durch eine Druckklappe getrennt. Der eigentliche Schutzraum läuft neben dem Grobsandfilter nischenartig aus (vergl. Anlage 1, 2, Bezeichnung (4)). Hier ist die Belüftungsanlage für den Schutzbau installiert.

Der Konstruktionsbeton des Schutzraumes weist an der Decke und dem Fußboden eine Dicke von 40 cm (S₁) bzw. 60 cm (S₉) auf; die Außenwände sind bis auf die Bereiche der Schleuse, des Notausstieges und des Grobsandfilters ebenfalls 40 cm (S₁) bzw. 60 cm (S₉) dick ausgeführt; der Schutzraumbereich wird ringartig durch Stahlbetonwände von 40 cm (S₁) bzw. 60 cm (S₉) Dicke umschlossen.



Grundrißskizze



Meß - Schutzbau für
Versuch an Schutzbau I

Institut
für Baustoffkunde
und Stahlbetonbau
TH Braunschweig

Lageplan der
Erprobungsschutzbauten
- Typ S₁ und S₉

Maßstab: 1:400

Anlage 3

Wie Schnitt A-A und Schnitt C-C der Anlage 1 und 2 zeigen, wird der Übergang von der Decke zu den aufgehenden Wänden durch Vouten gebildet.

Auf der Decke ist außenseits ein Aufbeton mit 2 % Gefälle angeordnet; unter der Sohle ist ein Ausgleichsbeton von 10 cm Dicke vorgesehen. Die Bauwerke sind mit glattem Rundstahl der Güte St I bewehrt. Der Beton wurde an Ort und Stelle eingebracht, als Betonsollgüte wurde B 300 vorgesehen.

3.2 Lage der Versuchsbauten im Erdreich:

Die Bauwerke sind allseits im Erdreich eingegraben; die Sollüberdeckung der Deckenplatte beträgt für den Schutzbau S₁ 70 cm, für den Schutzbau S₉ 120 cm.

3.3 Lage der Versuchsbauten auf dem Versuchsgelände:

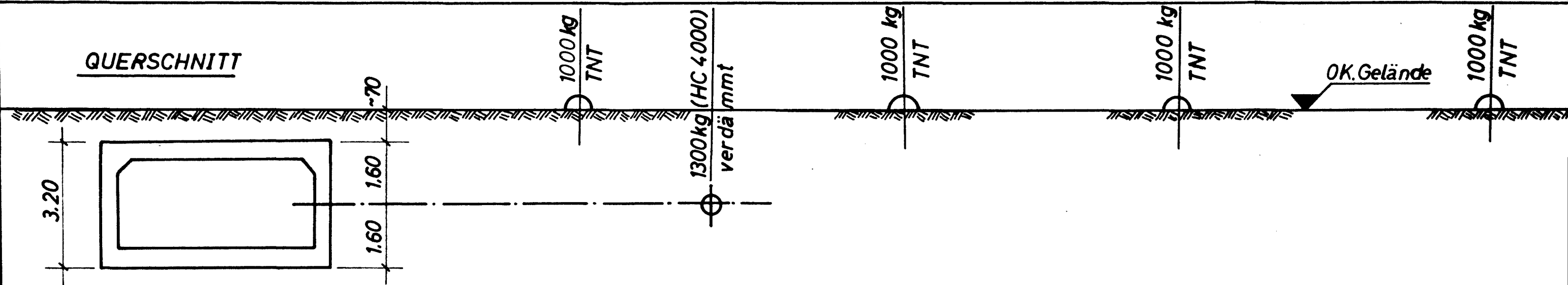
Die Versuchsbauten liegen auf einer nahezu ebenen, gegenüber dem umliegenden Gelände erhöhten Düne im Bereich "Sprakeler Heide" des Meppener Versuchsplatzes.

Die Bauten sind wie folgt angeordnet (vergl. Anlage 3):

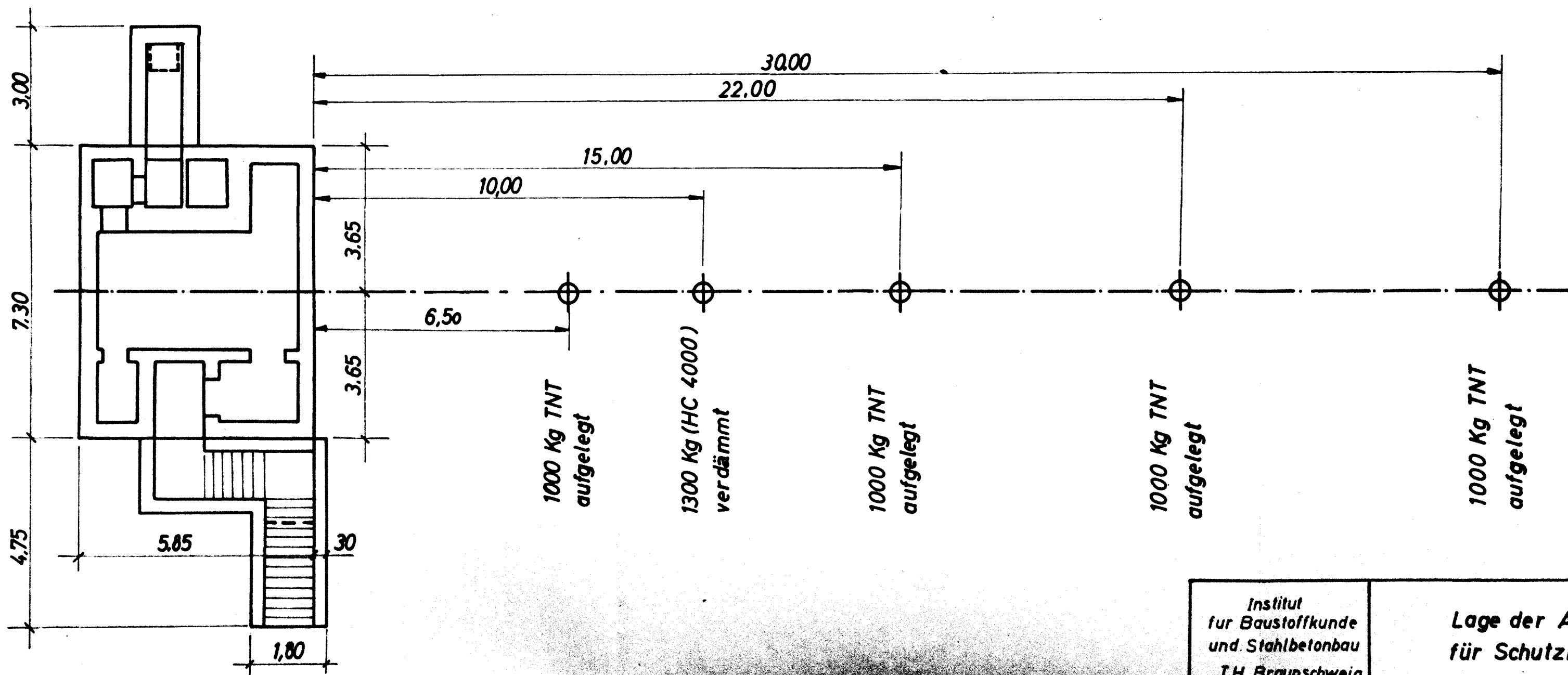
Um einen Schutzbau des Types S₉ (Bezeichnung Schutzbau I), der zunächst als Meßstand eingerichtet wurde, liegen auf einem Kreisbogenviertel (Radius: 90 m) die Schutzbauten S IV (Typ S₁), S III (Typ S₉) und S II (Typ S₁) mit einem gegenseitigen Abstand von ca. 70 m.

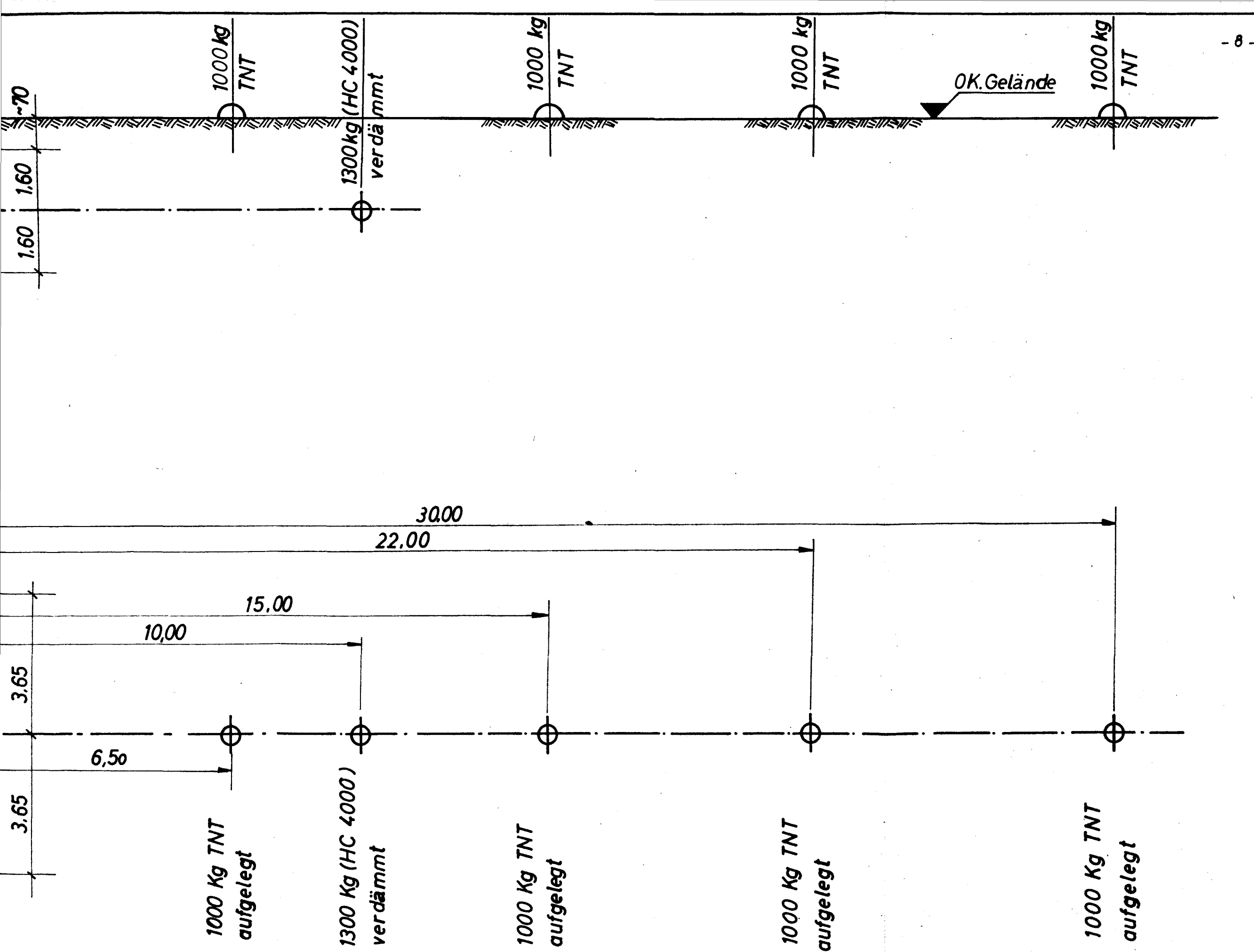
Die Versuchsbauten wurden ca. 1 Jahr vor Versuchsbeginn auf dem Versuchsplatz hergestellt und eingegraben. Jedoch war es im Rahmen der Versuchsvorbereitungen notwendig, zwecks Installation von Meßgeräten und Zuleitungen die Schutzbaudecken und -seitenflächen z. T. wieder freizulegen und erneut zu verfüllen.

QUERSCHNITT



GRUNDRISS





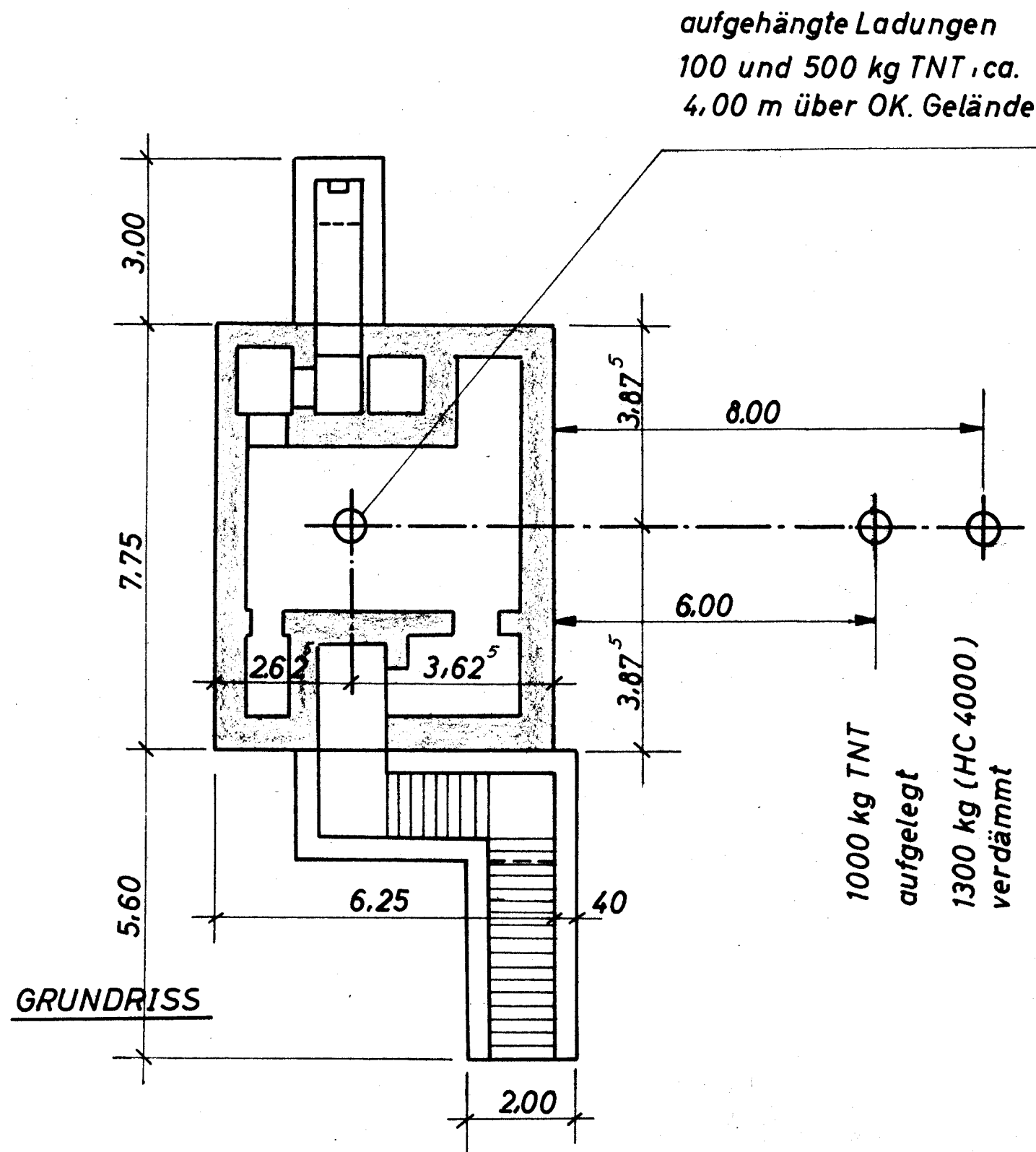
- 8 -

Institut
für Baustoffkunde
und Stahlbetonbau
T.H. Braunschweig

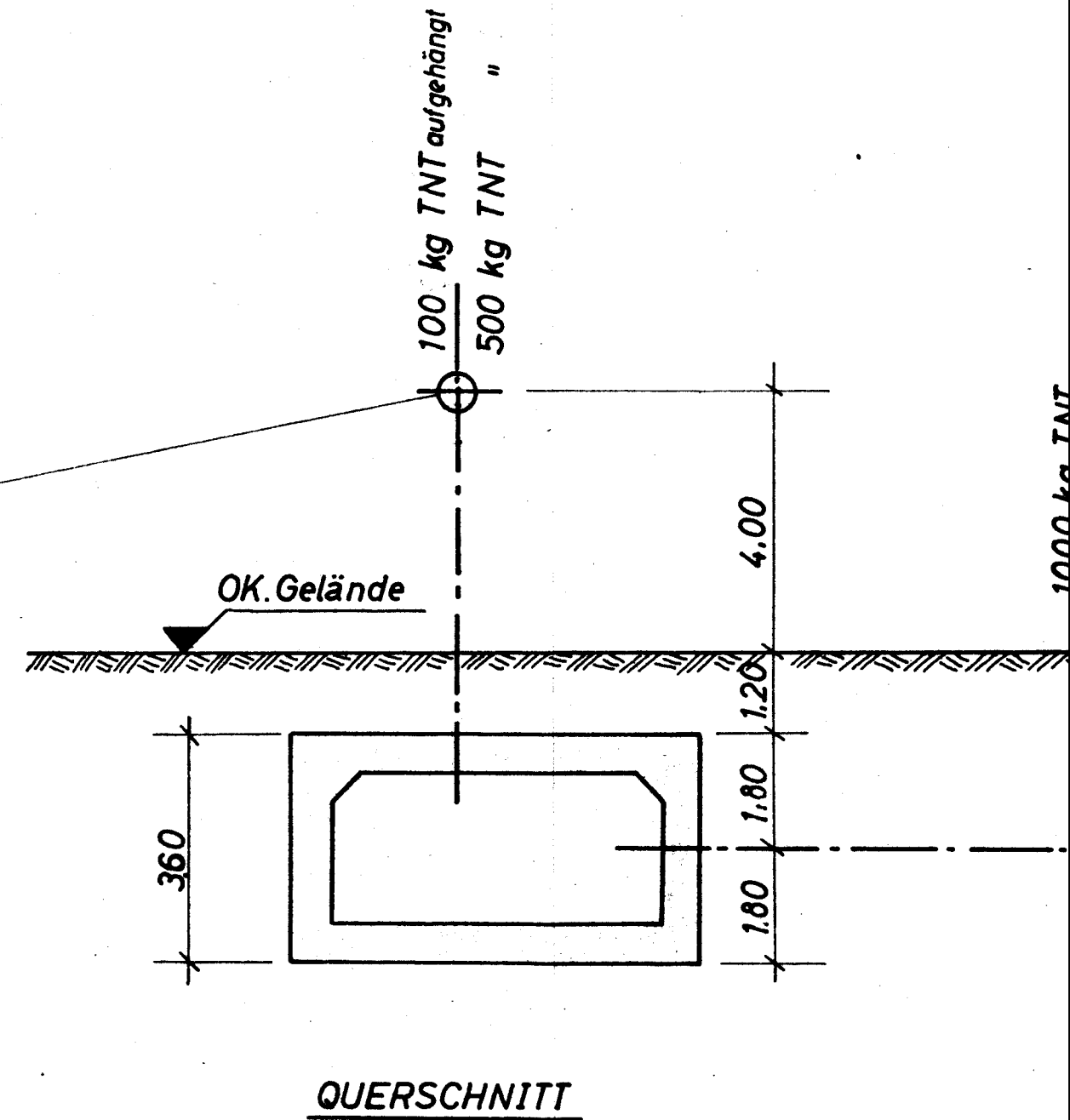
Lage der Ansprengpunkte
für Schutzbau SIV - Typ S₁

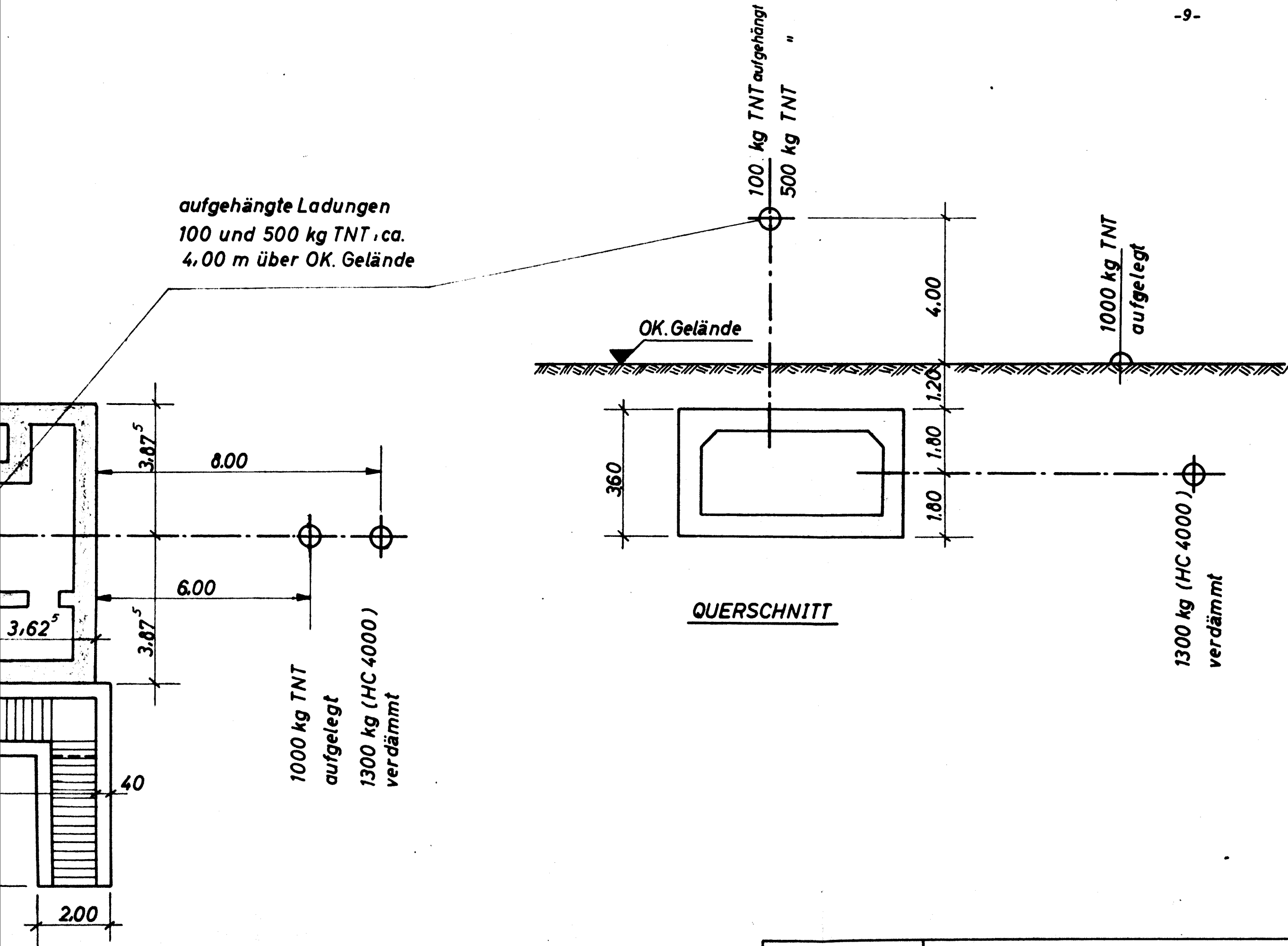
Maßstab: 1:100

Anlage: 4



aufgehängte Ladungen
100 und 500 kg TNT, ca.
4,00 m über OK. Gelände





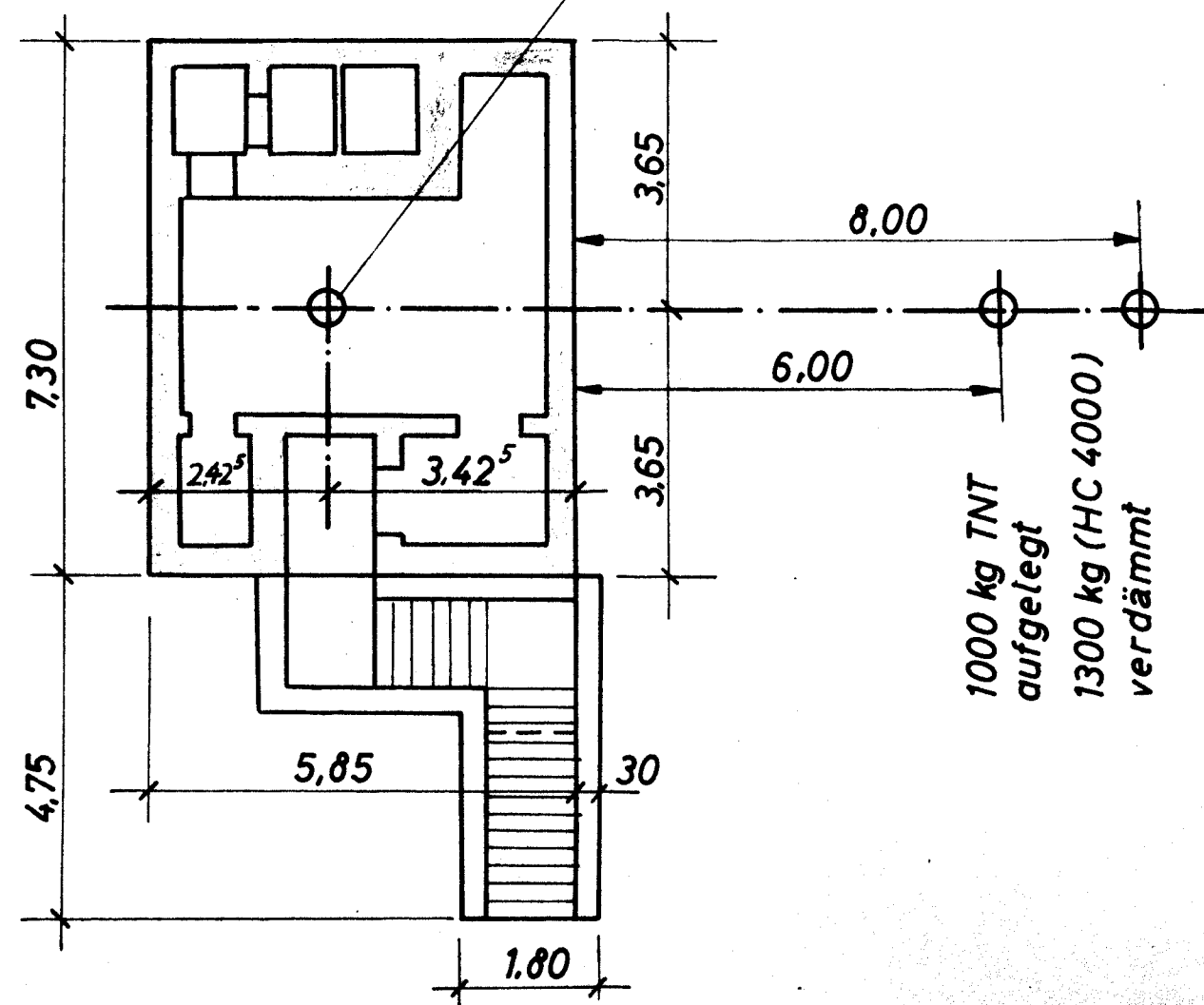
Institut
für Baustoffkunde
und Stahlbetonbau
T.H. Braunschweig

Lage der Ansprengepunkte
für Schutzbau S III - Typ S9

Maßstab: 1:100

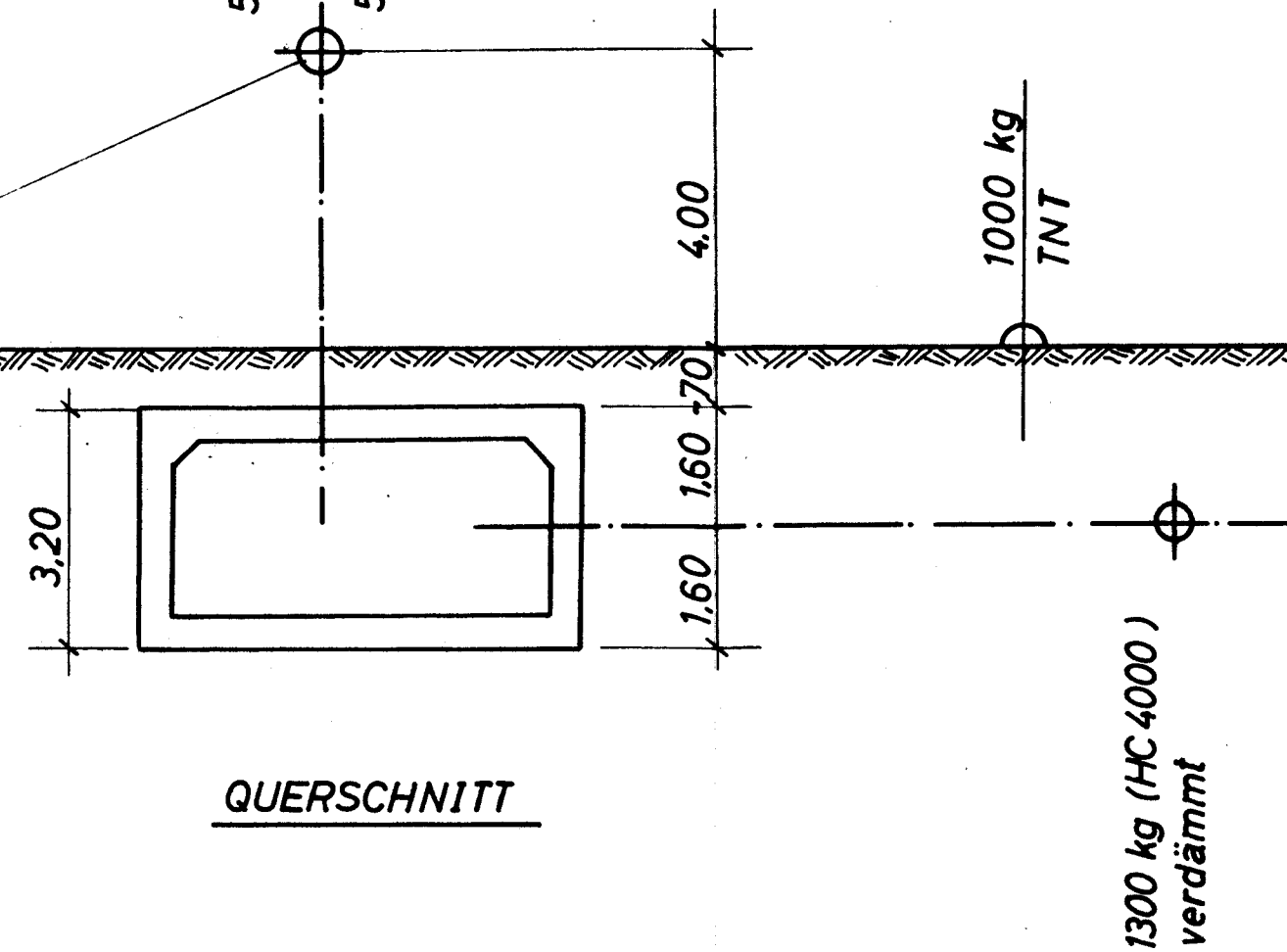
Anlage: 4a

GRUNDRISS



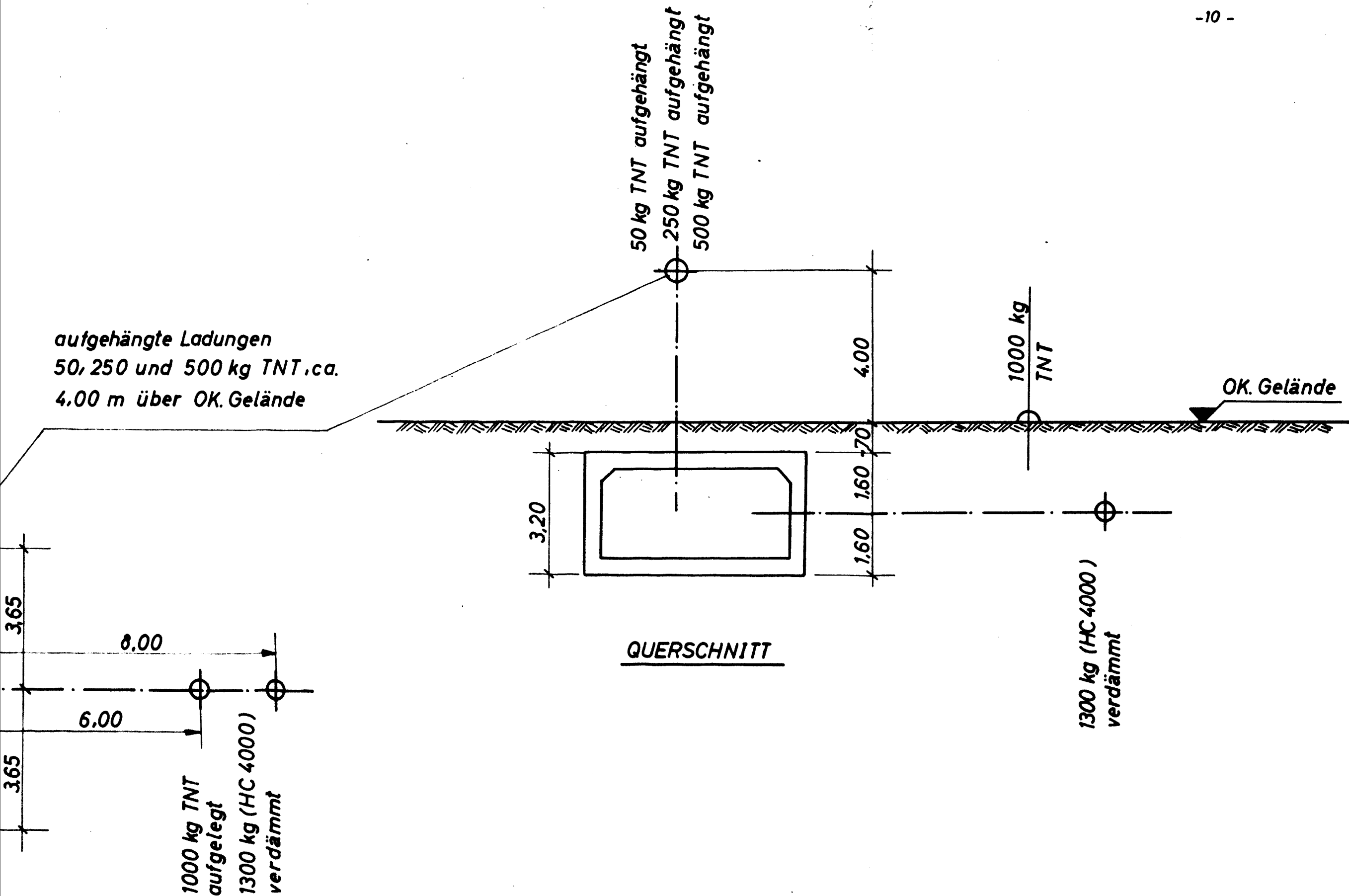
aufgehängte Ladungen
50, 250 und 500 kg TNT, ca.
4.00 m über OK. Gelände

QUERSCHNITT



Institut
für Baustoffkunde
und Stahlbetonbau
T.H. Braunschweig

Lage der A
für Schutz



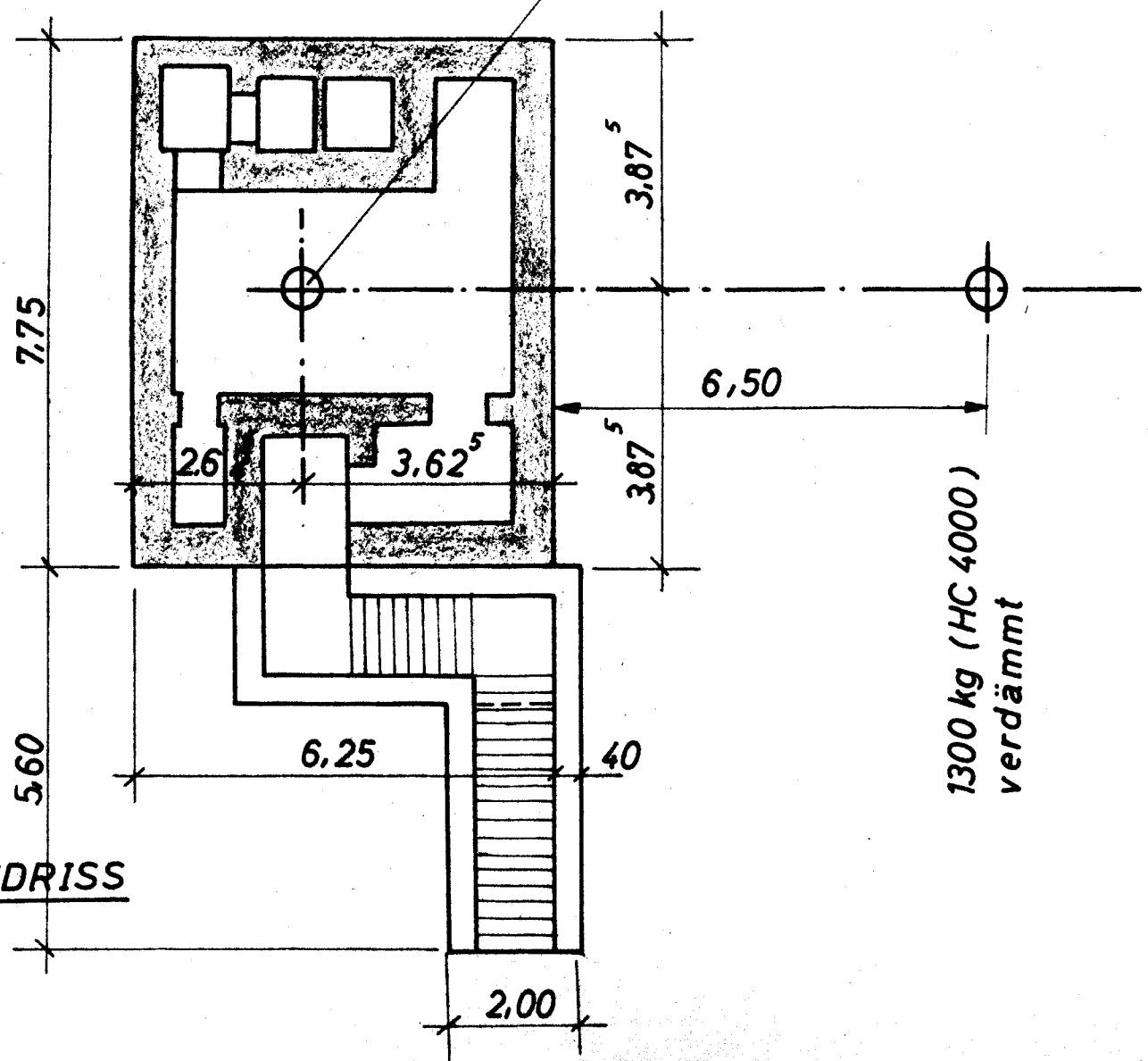
Institut
für Baustoffkunde
und Stahlbetonbau
T.H. Braunschweig

Lage der Ansprengpunkte
für Schutzbau SII - Typ S1

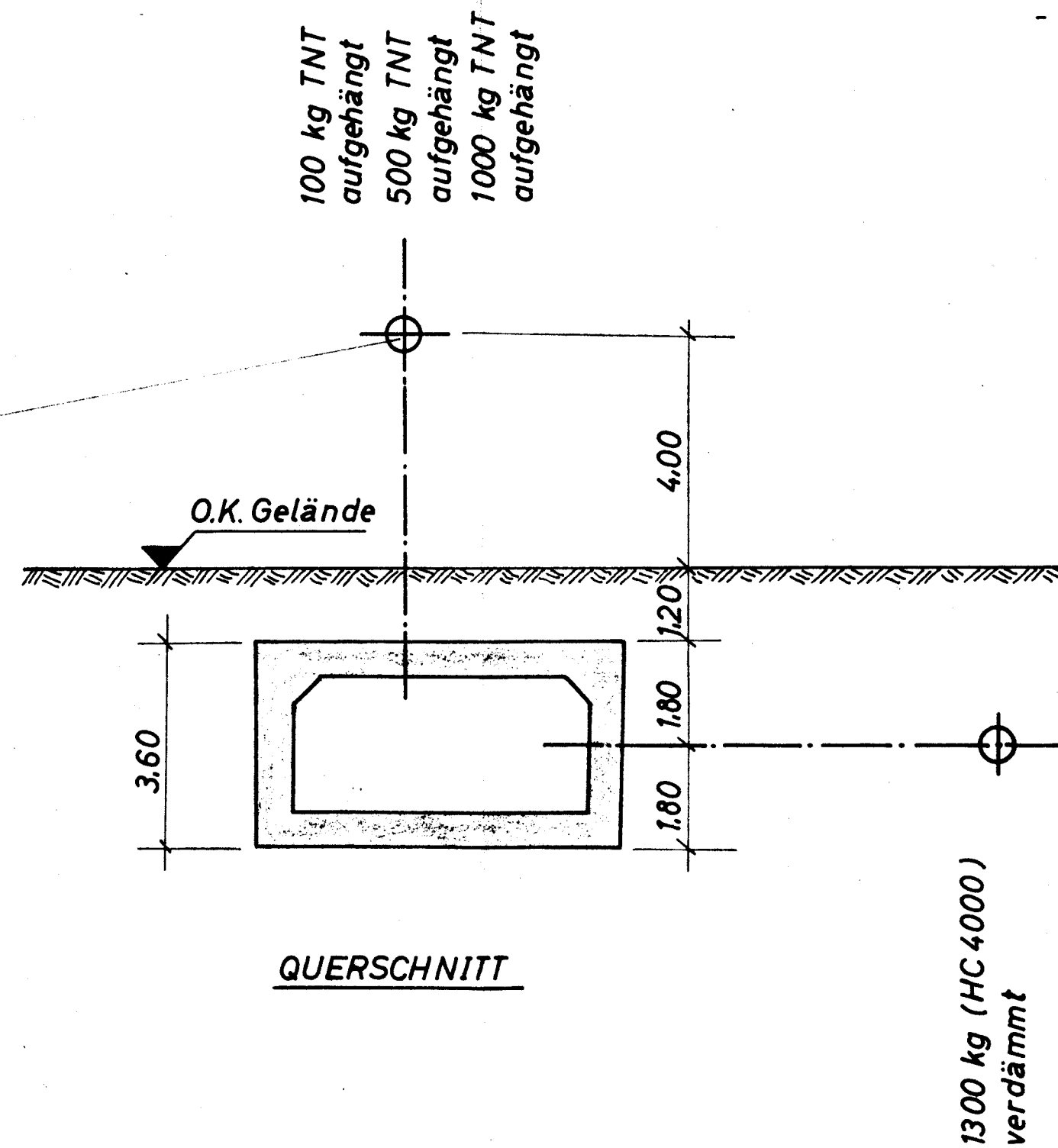
Maßstab: 1 : 100

Anlage : 5

GRUNDRISS

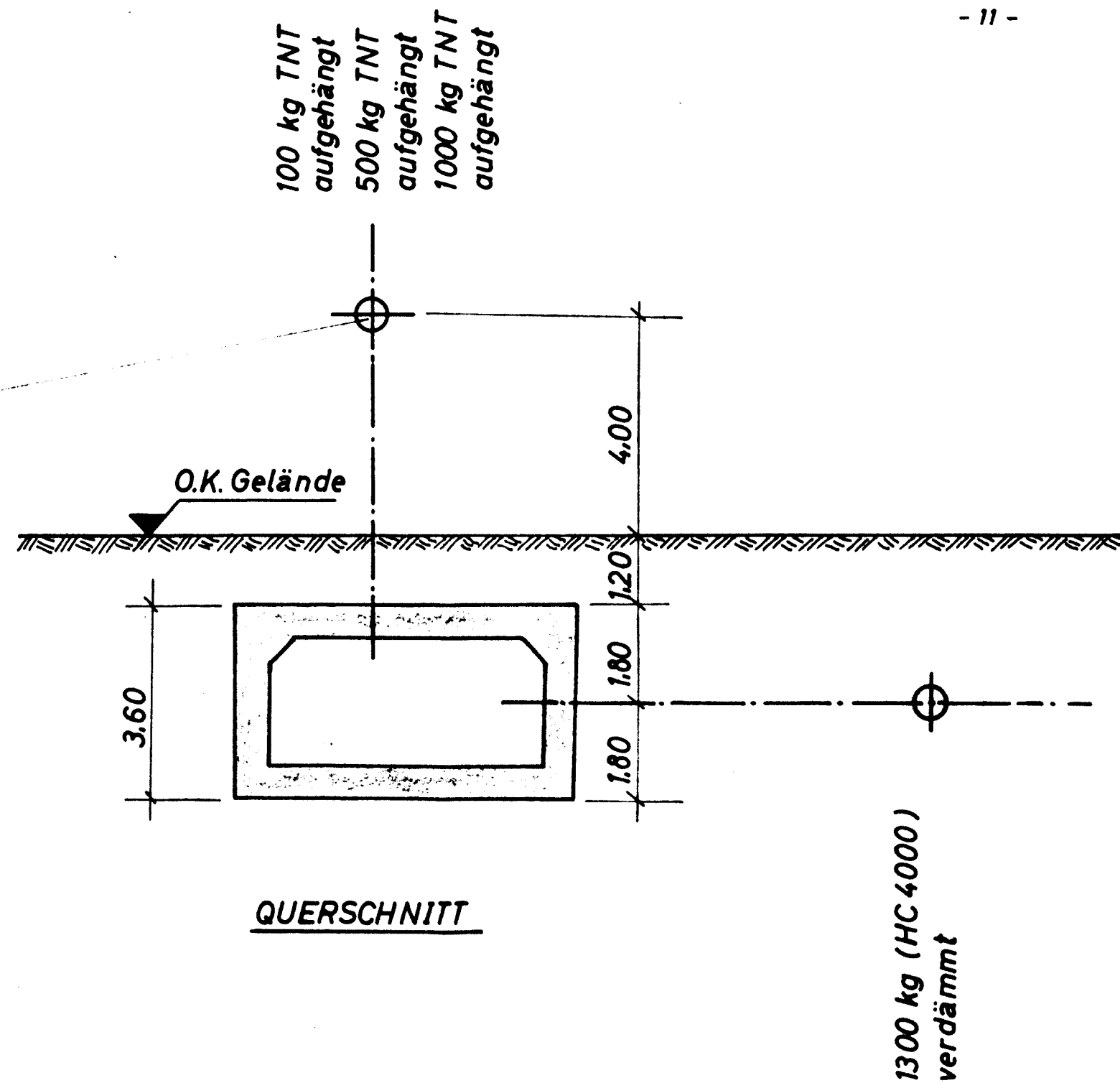
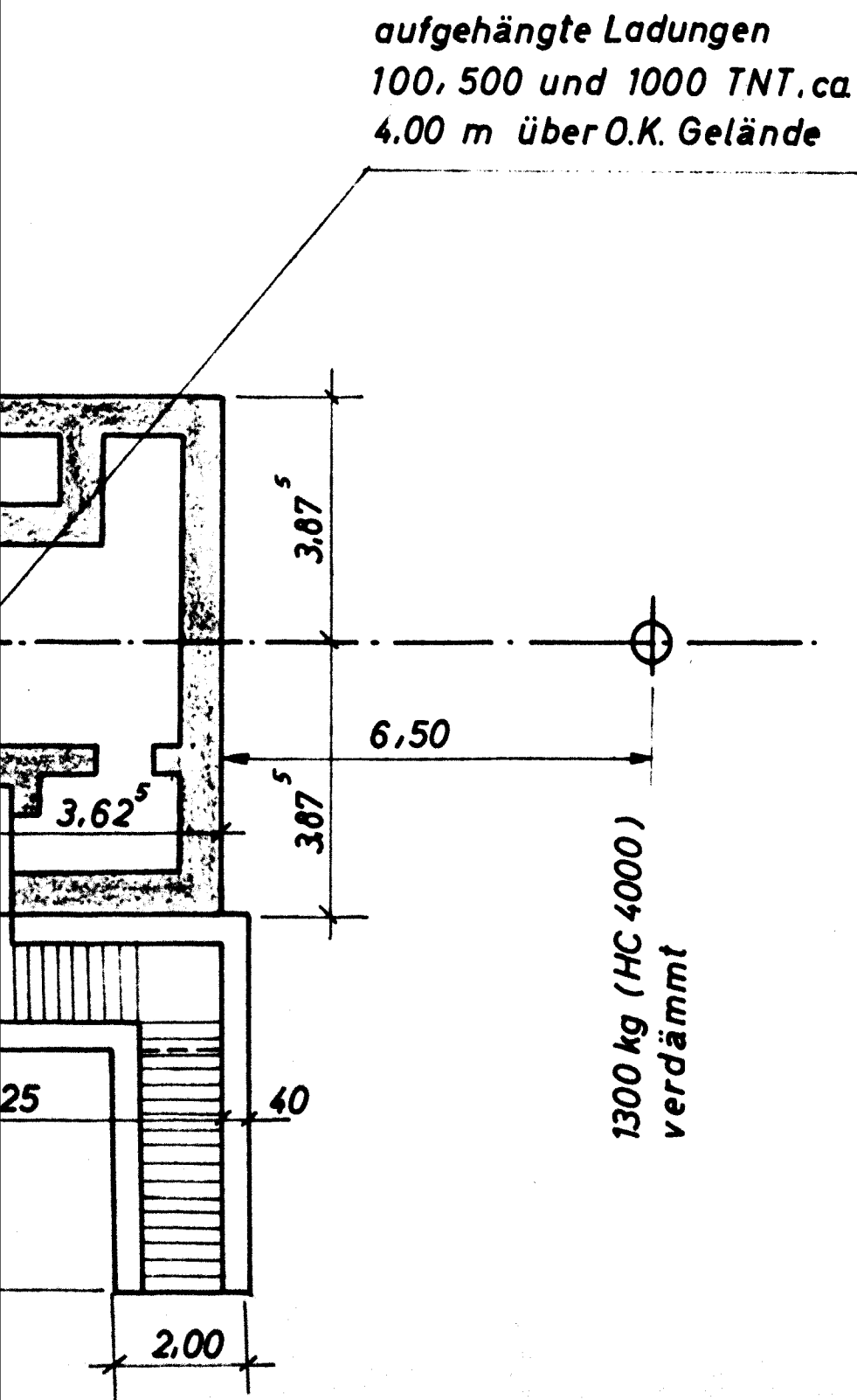


QUERSCHNITT



Institut
für Baustoffkunde
und Stahlbetonbau
T.H. Braunschweig

Lage der Ansprengung
für Schutzbau SI -



Institut
für Baustoffkunde
und Stahlbetonbau
T.H. Braunschweig

Lage der Ansprengpunkte
für Schutzbau SI - Typ S₉

Maßstab: 1 : 100

Anlage : 6

4. Versuchsprogramm

4.1 Sprengprogramm:

Das Ernst-Mach-Institut, Weil/Rhein, stellte in Zusammenarbeit mit dem Institut St. Louis (ISL), Prof. Schardin, ein Sprengprogramm auf. Hiernach waren zunächst für die Erprobung jedes Schutzbaues einige unverdämmte Ansprengungen (Ladungen auf dem Erdboden aufgelegt) in verschiedenen Abständen auf der Bunkerachse angeordnet, sowie jeweils eine verdämmt gezündete Ladung (Ladung in Bunkerachse eingegraben) vorgesehen. Die gestaffelten Sprengpunktabstände sollten im Versuch zu den kritischen Ladungen und Sprengpunktabständen führen, die eine Zerstörung des Bauwerks oder einzelner Bauteile bedingen.

Der Sprengpunktabstand der jeweils eingegrabenen Ladung war zunächst aufgrund von Erfahrungswerten festgesetzt worden.

Insgesamt war das zu Beginn vorgelegte Sprengprogramm als Rahmenprogramm zu werten. Die Erfahrungen der ersten Ansprengungen im Hinblick auf die Beanspruchung des Bauwerkes sollten für das weitere Vorgehen zugrundegelegt werden.

Die einzelnen Versuchssprengungen sind tabellarisch zusammengestellt worden (vergl. Abschn. 5.1). Die generelle Anordnung der einzelnen Ladungen ergibt sich aus den Anlagen 4, 4 a, 5 und 6. Hier sind auch noch einmal die jeweils an den Bauwerken gezündeten Ladungen nach Lage und Größe eingetragen.

4.1.1 Allgemeines:

Grundsätzlich ist zu der Anordnung und Größe der verwendeten Ladungen zu bemerken:

Für das Ziel, möglichst Anschlußwerte für die Versuche mit atomarer Belastung zu erhalten, d. h. die Zerstörungsgrenze im Bereich des Überganges zwischen quasistatischer und ballistischer Beanspruchung zu erreichen, hätte man möglichst große Ladungen herkömmlichen Sprengstoffes in entsprechender Entfernung vom Objekt anstreben müssen. Leider war die Ladungs-

menge auf dem Versuchsplatz mit 1000 kg TNT begrenzt, da Testversuche gezeigt hatten, daß bei größeren Ladungen unter ungünstigen Bedingungen (niedrigstehende Wolkendecke, Temperaturinversion usw.) Schäden in der bewohnten Umgebung auftreten konnten. Es zeigte sich, daß diese maximalen Sprengstoffmengen bei aufgelegten Ladungen auch nur dann zu Zuständen einer beginnenden Zerstörung des Bauwerkes führten, wenn die Ladungen unmittelbar in Nähe des Bauwerkes, wobei die geringste Entfernung durch die Kraterbildung gegeben war, gezündet wurden.

Grundsätzlich zeigt dieser Sachverhalt, daß die Versuchssprengungen mit Einschränkung als ballistische Belastung zu werten sind und deshalb einer Beanspruchung der Bauwerke durch konventionelle Waffenwirkung allein entsprechen. Im einzelnen werden im Teil 5 diese Versuchsergebnisse näher diskutiert.

Die Versuche mit aufgelegten Ladungen zeigten zudem, daß die Druckwellenfront offenbar streifenförmig über das Bauwerk wandert und nicht zu einer gleichmäßigen Beanspruchung z. B. der Decken führt. Daher war mit dieser Anordnung der Ladungen und der gewählten max.Sprengstoffmengen kaum eine "Grenzbelastung" zu erzielen. Aus dieser Erkenntnis heraus wurden im Laufe der Versuche mittig über die Deckenplatte des Schutzraumes aufgehängte Ladungen gewählt, die zu einer angenähert flächigen Beaufschlagung der Bauwerksdecke führten.

Für die verdämmt gezündeten Ladungen wurden Luftminenblindgänger (Typ HC 4000) mit einem etwa vergleichbaren Sprengstoffgewicht von 1300 kg TNT verwendet. Die höhere Ladungsmenge war für eingegrabene Ladungen unbedenklich, weil der auftretende Luftdruck nur unbedeutend ist.

4.1.2 Verwendeter Sprengstoff:

Als Sprengstoff für die frei aufgelegten wie frei aufgehängten Ladungen wurde aus Bombenblindgängern stammendes, granuliertes TNT verwendet. Bei den verdämmt Ladungen wurden - wie oben erwähnt - Luftminen des Typs HC 4000 mit ca. 1300 kg Sprengstoffgemisch (TNT, Tri-Hexogen, Amatex) gezündet.

4.1.3 Anordnung der einzelnen Sprengladungen:

Für die aufgelegten Ladungen wurde der Sprengstoff in Plastiksäcken von je 15 kg zu einer Halbkugel zusammengeschichtet, um nach Möglichkeit ungleichmäßige Detonationseffekte in irgendeiner Richtung zu vermeiden. Sprengkrater aus Sprengungen mit aufgelegten Ladungen wurden vor jeder folgenden Ansprengung sorgfältig eingeebnet, um Störungen aus Bodenunebenheiten möglichst auszuschalten. Über die gewählten Sprengpunktabstände geben die Anlagen 4 bis 6 Auskunft.





Für die verdämmt gezündeten Ladungen wurde jeweils vor der Bauwerksstirnwand eine Grube so tief ausgehoben, daß die Mitte des Sprengkörpers in Mitte Wandhöhe lag. Nach dem Vorbereiten der Ladung wurde die Grube wieder sorgfältig verfüllt und eingeebnet.

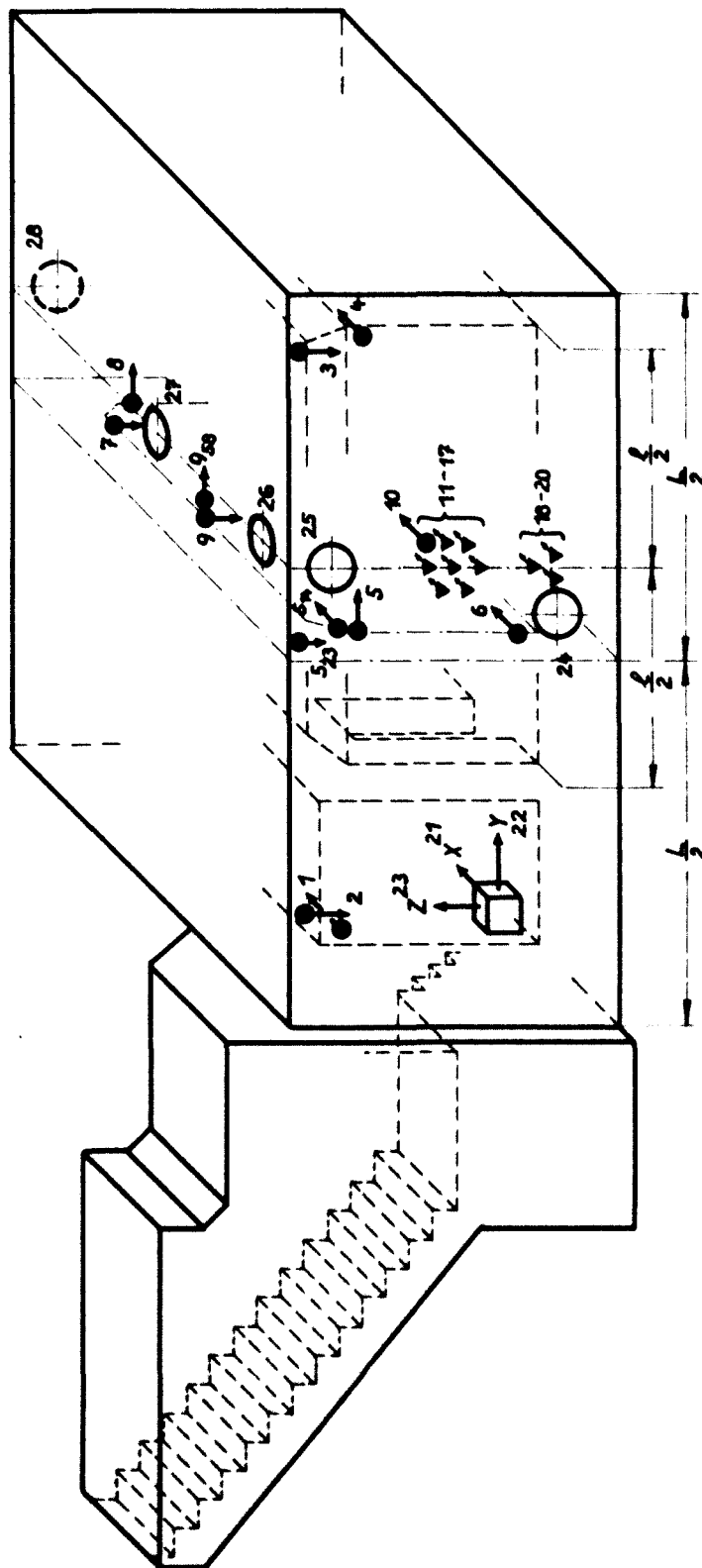
Die freihängenden Ladungen, mit Ladungsgewichten von 50, 100, 250, 500 und 1000 kg, wurden bei den kleineren Gewichten an einem Dreibein mittels eines Netzes befestigt, bei den größeren Ladungen wurde der Sprengstoff auf einem ausgesteiften Balkengestell, an dem eine Segeltuchbahn befestigt wurde, gestapelt (vergl. Bilder II, Anlage 9 und VII, Anlage 14).

4.2 Meßprogramm:

Allgemeines:

Das Spezielle Untersuchungsziel am Bauwerk selbst war durch die Eigentümlichkeiten der Konstruktion von vornherein eingegrenzt. Das Bauwerk weist viele bauliche Besonderheiten auf, die es nicht gestatten, ein statisches System für das Gesamttragwerk oder für einzelne Bauteile eindeutig festzulegen. Daher wurde von vornherein dahingehend eingeschränkt, im wesentlichen nur die dem Sprengpunkt zugekehrte Wandplatte und den mittleren Bereich der Dachplatte näher zu untersuchen, da hier in etwa übersehbare statische Verhältnisse vorliegen. Das schließt natürlich nicht aus, das Verhalten des Gesamtbauwerkes und aller Einzelbauteile nach Möglichkeit zu beobachten und zu erfassen.

-  Beschleunigungs - Geber
-  Erddruck - Meßdose
-  Piezoelektrischer Erddruckgeber
-  Wegegeber



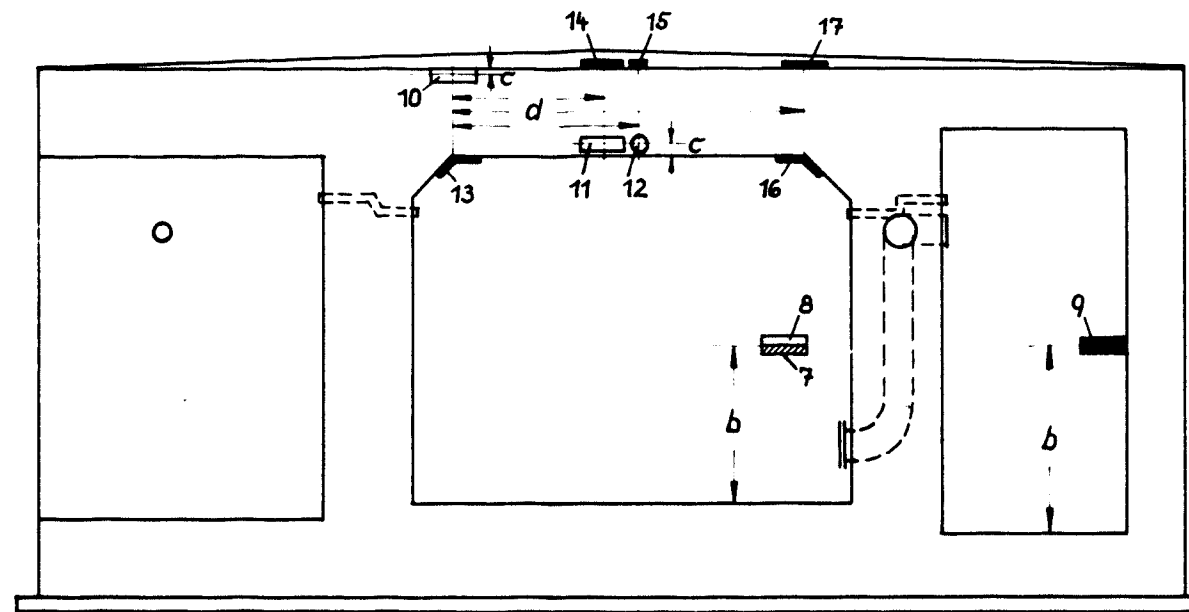
Institut
für Baustoffkunde
und Stahlbetonbau
T. H. Braunschweig

Lage der Beschleunigungsgeber,
Erddruckgeber und Wegegeber an
den Schutzbauten

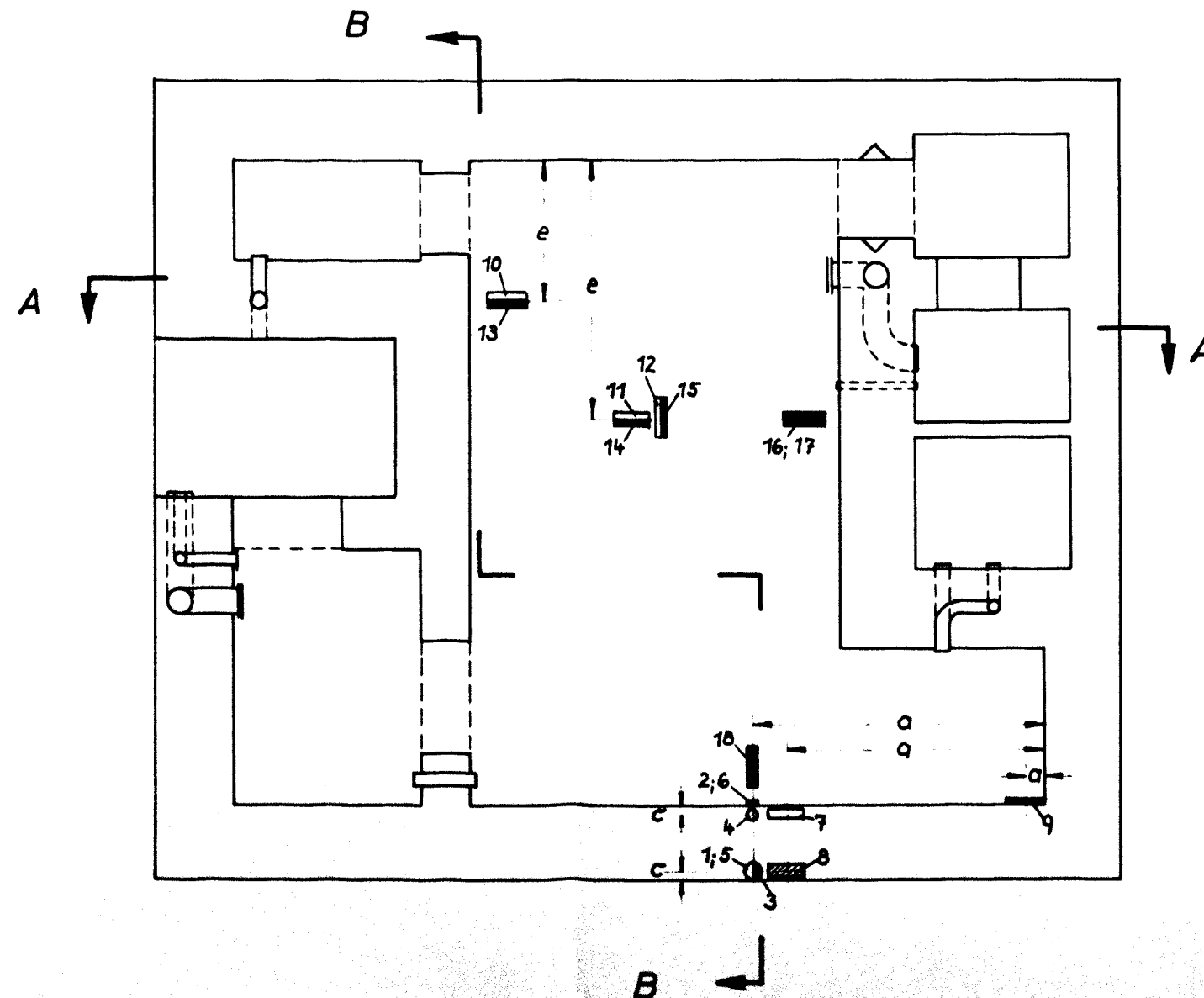
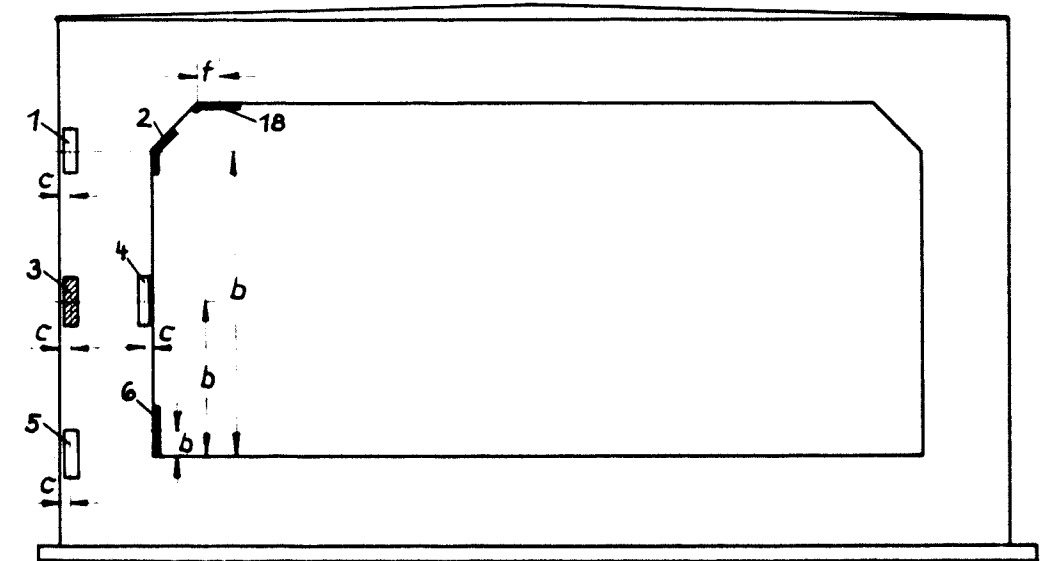
Maßstab : 1 : 75

Anlage : 7

Schnitt A - A



Schnitt B - B



- Dehnungsgeber am Beton (aufgeklebt)
- Dehnungsgeber am Beton (Innengeber)
- Dehnungsgeber am Bewehrungsstahl

Um das Verhalten der Schutzbauten bei den Druckstoßbeanspruchungen kennenzulernen, wurden folgende Messungen durchgeführt:

1. Messung des Luftdruckes an der Erdoberfläche oberhalb des Schutzbaues.
2. Messungen der Laufzeit der Erdstoßwelle und der Beschleunigung im Erdreich.
3. Messungen der auf einzelne Bauteile des Schutzbaues einwirkenden Druckkräfte (Erddrücke).
4. Beschleunigungsmessungen an gewissen Stellen des Bauwerkes.
5. Messung der Bewegung einzelner Gebäudepunkte (Wegmessung).
6. Messungen der Verformungen der Bauteile an möglichst vielen charakteristischen Querschnitten.

Die unter 1 - 6 beschriebenen Messungen wurden vom Ernst-Mach-Institut (EMI) und der Bundesanstalt für Materialprüfung (BAM) ausgeführt.

Zusätzliche Messungen, die, soweit sie das Verhalten des Bauwerkes selbst betreffen, vom Batelle-Institut unternommen wurden, waren wertvolle Ergänzungen der Meßergebnisse. Über die detaillierten Messungen des Batelle-Institutes wie des Fernmeldetechnischen Zentralamtes an fernmeldetechnischem Gerät wird hier nicht berichtet.

Vom Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig (IBSt) wurden alle wesentlichen Beobachtungen während der Versuche aufgezeichnet (Rißbildungen, Verhalten des Eingangsbauwerkes, der Abschlußorgane, der Belüftung, der Beleuchtung usw.) sowie teilweise Nivellements und (teilweise) Lagemessungen der Bauwerke vor und nach den jeweiligen Versuchen ausgeführt.

Das vom EMI wahrgenommene Meßprogramm umfaßte (vergl. Anlage 7):

Messung der Beschleunigung	mit	10	Kanälen
" des Erddruckes	mit	10 - 15	Kanälen
" des Luftdruckes	mit	4 - 5	Kanälen
" des Weges	mit	3	Kanälen
" der Laufzeit des Erddruckes	mit	5	Kanälen.

Bezüglich der Art der Meßgeber, deren spezieller Anbringung, der Art der übrigen Meßeinrichtung sowie des Meßverfahrens selbst wird auf den gesonderten Bericht des EMI (Bericht Nr. 4/63 "Sprengversuche an Schutzbauten der Regeltypen S₁ und S₉ auf dem Gelände der Erprobungsstelle Meppen", Seite 1 - 22, und Bericht Nr. 2/64 "Fortsetzung der Sprengversuche auf dem Gelände der Erprobungsstelle Meppen", Seite 1 - 4) verwiesen. Soweit erforderlich, werden im folgenden die zu den Meßergebnissen gehörenden Erklärungen noch einmal wiedergegeben.

Das von der BAM wahrgenommene Meßprogramm umfaßte:

Messungen der Verformungen (Dehnungen) an 18 Meßstellen
(18 Kanäle).

Die Lage der Meßstellen geht aus Anlage 7 a hervor. Die Meßstellen waren vor Versuchsbeginn zum Zeitpunkt des Baues der Schutzbauten festgelegt worden und konnten wegen ihrer festen Installation an den Bewehrungsstählen und im Beton während der Versuche nicht verändert werden.

Über das Meßverfahren und den Versuchsaufbau (Lage der Meßstellen, Montage der Meßelemente, Meßanordnung und die Messung selbst) werden im Teilbericht der BAM: "Bericht über die Messung von Dehnungen an drei Schutzbauten aus armiertem Beton bei Beanspruchung durch äußere Detonationen verschiedener Art", Teil 1 vom Februar 1963 (S. 1 - 7) und in der Fortsetzung des Berichtes vom November 1963 nähere Angaben gemacht. Im vorliegenden Fall wurden, da es sich vornehmlich um biegebeanspruchte Bauteile handelt, die Dehnungen in der Betondruckzone (Messung an der Betonoberfläche wie in der

Druckzone selbst) und am Bewehrungsstahl gemessen. Zur Messung dynamischer Dehnungen wurden hier wegen ihrer besonderen Eignung Dehnungsmeßstreifen eingesetzt. Die Anordnung korrespondierender Dehnungsgeber (vergl. Anlage 7) ist wegen des inhomogenen Baustoffes (Stahlbeton) wie auch wegen der erwünschten Trennung von Normalkraft- und Biegemomenteneinflüssen erforderlich. Bezüglich näherer Angaben für die Dehnungsmesser wird auf den Teilbericht der BAM (s. o.) verwiesen.

Das oben beschriebene Meßprogramm konnte nicht immer im vollen Umfang durchgeführt werden. Z. T. wurden einige Meßgeber zerstört, z. T. wurden einige Messungen (Erddruckmessungen) aufgrund von Zwischenergebnissen umgestellt. Einige Messungen wurden wiederum wegen größerer Gefährdung der Meßgeber und der zugleich weniger interessanten Meßergebnisse (Luftdruckmessungen bei aufgehängten Ladungen) nicht ausgeführt. Die Entscheidung hierüber lag wegen der besseren Kenntnis der Geräte und der zunächst anfallenden Meßergebnisse unmittelbar bei den messenden Instituten.

5. Versuche

5.1 Zeitliche Übersicht über die Versuche:

Die Versuche wurden in zwei Versuchsabschnitten in den Jahren 1962 und 1963 durchgeführt.

1. Versuchsabschnitt vom 17. 9. 1962 - 22. 10. 1962

Bemerkung: V.V. = Vorversuch, H. = Hauptversuch

Ver- such	Datum	Art der Ladung	Versuchsprogramm	Bemerkung
<u>Versuche an S-Bau IV</u>				
V.V.	17.9.62	3 Probeschüsse: 50 kg, 100 kg, 100 kg TNT als unverd. Ladungen		
1.H.	18.9.62	unverd.Ladung: 1000 kg TNT, in 30 m Entfernung auf- gelegt.		
-	19.9.62			Zur Eichung der Geräte wird ein Arbeitstag be- nötigt.
2.H.	20.9.62	unverd.Ladung: 100 kg TNT, in 22 m Entfernung		
-	21.9.62			Platzsperre durch E-Stelle
-	22.9.62			freier Tag (Samstg.)
-	23.9.62			freier Tag (Sonntg.)
-	24.9.62	unverd.Ladung: 1000 kg TNT, in 15 m aufgelegt		wegen Schlechtwet- ters abgebrochen.
2.H.	25.9.62	unverd.Ladung: 1000 kg TNT, in 15 m aufgelegt		
4.H.	25.9.62	unverd.Ladung: 1000 kg TNT, in 6,5 m aufgelegt.		
	26.9. bis 4.10.62	Pause wegen Testsprengungen mit ver- dämmten Ladungen		
5.H.	5.10.62	verd.Ladung: 1300 kg Amatex, HC 4000, in 10 m Entfernung eingegraben		
	6.-8.10.62	Umbau der Meßeinrichtungen		
	9.10.62			Platzsperre durch E-Stelle

Ver- such	Datum	Art der Ladung	Versuchsprogramm	Bemerkung
<u>Versuche an S-Bau III</u>				
6.H.	10.10.62	1) unverd.Ladung: 100 kg TNT, 4 m über S-Bau aufgehängt		
7.H.	10.10.62	2) unverd.Ladung: 500 kg TNT, 4 m über S-Bau aufgehängt		
	11.10.62			wegen Schlechtwetters abgebrochen
	12.10.62			Platzsperre d. E-Stelle
	13.10.62			freier Tag (Samstag)
	14.10.62			freier Tag (Sonntag)
8.H.	15.10.62	1) unverd.Ladung: 1000 kg TNT, in 6 m Entfernung aufgelegt		
9.H.		2) verd.Ladung: 1300 kg Amatex HC 4000, in 8 m Entfernung eingegraben.		
	16.10.62 bis 18.10.62			Platzsperre durch E-Stelle
<u>Versuche an S-Bau II</u>				
10.H.	19.10.62	1) unverd.Ladung: 50 kg TNT, in 4 m Höhe über S-Bau aufgehängt.		
11.H.	19.10.62	2) unverd.Ladung: 1000 kg TNT, in 6 m Entfernung aufgelegt		
12.H.	19.10.62	3) unverd.Ladung: 250 kg TNT, in 4 m Höhe über S-Bau auf- gehängt		
	20.10.62			freier Tag (Samstag)
	21.10.62			freier Tag (Sonntag)
13.H.	22.10.62	1) unverd.Ladung: 500 kg TNT, in 4 m Höhe aufgehängt		
14.H.	22.10.62	2) verd.Ladung: 1300 kg Amatex (HC 4000), in 8 m Abstand eingegraben.		

Abschluß des 1. Versuchsabschnittes

2. Versuchsabschnitt vom 7. 8. 1963 - 13. 8. 1963

Ver- such	Datum	Art der Ladung	Versuchsprogramm	Bemerkung
15.H.	7.8.63	<u>Versuche an S-Bau I</u>		
		1) unverd. Ladung: 100 kg TNT, in 4 m Höhe über Erdboden auf- gehängt.		
16.H.	8.8.63	unverd.Ladung: 500 kg TNT, in 4 m Höhe über Erdboden aufgehängt.		
	9.8.63			Platzsperre durch E-Stelle
	10.8.63			freier Tag (Samstag)
	11.8.63			freier Tag (Sonntag)
17.H.	12.8.63	unverd.Ladung: 1000 kg TNT, in 4 m Höhe über Erdboden aufgehängt.		
18.H.	13.8.63	verd.Ladung: 1300 kg Amatex (HC 4000), in 8 m Abstand eingegraben.		

Ende des 2. Versuchsabschnittes

Wie oben vermerkt, konnten an einigen Tagen während der Versuchszeit wegen schlechter Wetterlage oder Beanspruchung des Versuchsplatzes von seiten anderer keine Versuche durchgeführt werden. Eine schlechte Wetterlage war infolge tiefliegender Wolkendecke, stärkerer Temperaturinversion oder ungünstiger Windrichtung gegeben. Die Versuche wurden bei ungünstiger Wetterlage jeweils auf Empfehlung der Wetterstelle der Erprobungsstelle der Bundeswehr in Meppen ausgesetzt.

5.2 Versuchssprengungen:

5.2.1 Versuche am Schutzbau IV S₁

5.2.1.1 Vorversuche:

Die Vorversuche mit geringer Ladung ($1/20 - 1/10$ der vorgesehenen größten Ladungsgewichte) dienten der Eichung (Empfindlichkeitseinstellung) der einzelnen Meßgeräte. Diese kleinen Ladungen wurden seitlich von den Sprengpunkten, die für die Hauptsprengungen vorgesehen waren, angeordnet (vergl. Anlagen 4 - 6); hiermit wurde eine Beeinflussung des anstehenden Erdreiches im Bereich der folgenden Hauptsprengungen nach Möglichkeit ausgeschlossen.

Es wurden 3 Ladungen in Größe von 50 kg, 100 kg und 100 kg TNT gezündet. Die Entfernung betrug rd. 40 m von der Frontwand; die Ladungen wurden, etwa 30 m von der Achse des Bauwerkes versetzt, angeordnet.

Zum anderen dienten die Probeschüsse der Koordinierung für die Messung der einzelnen messenden Institute.

Außerlich zu beobachtende Wirkungen auf das Bauwerk zeigten die Probeschüsse nicht. Die gemessenen Werte für Beanspruchung, Beschleunigung, Erddrücke usw. waren unerheblich und für die Beanspruchung des Bauwerkes unwesentlich.

5.2.1.2 Erste Hauptsprengung, 18. 9. 1962, 12.05 Uhr

1000 kg Sprengstoff (TNT), unverdämmte Ladung, auf dem Erdboden halbkugelförmig aufgeschichtet. Entfernung: 30 m vor Frontwandmitte (vergl. Anlage 4).

a) Äußere Beobachtungen am Bauwerk:

Der Zustand des Bauwerkes wurde vor der Ansprengung überprüft. Die Abschlußorgane des Schutzbaues, die Belüftung sowie die Beleuchtung waren einwandfrei.

Nach der Ansprengung zeigten sich keinerlei Beschädigungen. Alle Abschlußorgane funktionierten einwandfrei, ebenfalls war die Beleuchtung voll intakt.

b) Wirkungen auf das Bauwerk; Meßergebnisse:

Obgleich die Beanspruchungen des Bauwerkes verhältnismäßig gering sind, lassen sich doch generell die Bewegungen des Bauwerkes und seine Beanspruchung beschreiben.

Bewegung des Bauwerkes: Infolge der Luftdruckstoßwirkung beginnt der Schutzbau mit einer Abwärtsbewegung (z-Richtung: vergl. Anlage 7) und einer Bewegung vom Sprengpunkt weg (x-Richtung). In der Querrichtung erfährt er eine leichte Verschiebung nach links. Linksseitig ist das Eingangsbauwerk angeordnet. Die hier auftreffende Druckstoßfront der in der Schutzbauachse angeordneten Ladung führt zu einer Rechtsdrehung des Bauwerkes.

An die erste Ausweichsbewegung finden Ausschwingvorgänge statt. Des weiteren ergeben sich Nickschwingungen um die y-Achse. Die Messungen des Batelle-Institutes zeigten für die Nickbewegung eine Frequenz von etwa 14 Hz .. 14,5 Hz; in x-Richtung hat der Ausschwingvorgang eine Frequenz von 6 Hz, die Ausgleichsschwingung in z-Richtung eine Frequenz von 4 - 4,5 Hz.

Beschleunigung des Bauwerkes: Die Gebäudebeschleunigung in z-Richtung entspricht in ihrem Verlauf der Bauwerksbewegung. "Sie beginnt wegen der mit Überschallgeschwindigkeit eintreffenden Druckwelle sehr steil, so daß eine Eigenfrequenz ($f = 130$ Hz) des Bauwerkes (Wand!) angestoßen wird und sich dem weiteren Beschleunigungsverlauf überlagert." In der ausschwingenden Bauwerksbeschleunigung tritt eine Eigenfrequenz von rd. 14,5 Hz auf (vergl. oben). Decken- und Fußbodenbeschleunigungen weisen in der Regel gleiches Vorzeichen auf, wobei die Deckenbeschleunigung voreilt. Aus der höheren Deckenbeschleunigung erklärt sich der Verlauf der Abstandsänderung zwischen Decke und Fußboden, der zeitweise zu einer Verringerung des Abstandes von Decke und Fußboden führt.

5.2.1.3 Zweite Hauptsprengung, 20. 9. 1962, 11.55 Uhr

1000 kg Sprengstoff (TNT), unverdämmte Ladung, auf dem Erdboden halbkugelförmig aufgeschichtet. Entfernung 22 m vor Frontwandmitte (vergl. Anlage 4).

a) Allgemeines:

Nach dem ersten Versuch wurden die Meßergebnisse überschlägig ausgewertet. Hiernach sollte der Sprengpunktastand für die zweite Hauptsprengung auf 15 m Entfernung vor der Frontwandmitte liegen. Nach Absprache mit der Bundespost und dem Batelle-Institut stellte sich jedoch heraus, daß die vorausgeschätzten Beschleunigungen am Bauwerk und Gerät unzulässig hoch ausfallen würden. Daher wurde als neuer Sprengpunktastand 22 m vor Frontwandmitte gewählt.

b) Äußere Beobachtungen am Bauwerk:

Die Besichtigung des Bauwerkes zeigte keine nennenswerten Störungen oder andere Veränderungen. Alle Abschlüsse waren nach Augenschein intakt; Belüftung und Beleuchtung waren funktionsfähig.

Neben der Stahlzarge der äußeren Drucktür zeigte sich im offenbar nachträglich ausgemörteltem Fugenbereich ein leichter Riß. Diese Rißerscheinung ist unerheblich für die Standicherheit und Festigkeit der Türhalterung (vergl. weiter unten!).

c) Wirkungen auf das Bauwerk; Meßergebnisse:

Die Bewegung des Bauwerkes ist ähnlich der im 1. Hauptversuch. Das gesamte Bauwerk zeigt in der z-Richtung eine Eigenfrequenz von etwa 14 - 16 Hz. Übereinstimmend mit anderen Messungen ergibt sich eine Deckenfrequenz von rd. 130 Hz, die Eigenfrequenz der Frontwand liegt mit 160 Hz etwas höher (Meßwerte des Batelle-Instituts).

Beschleunigung:

Spitzenwerte der Deckenbeschleunigung erreichen - 7,8 ... 4,5 g (Batelle-Institut), nach Messungen des EMI 3,75 g (vergl. gesonderte Berichte).

Wegmessung:

Der Maximalwert des Weges für die Deckenplattenbewegung fällt zeitlich mit einem Minimum aller Erddruckmessungen an der Vorderwand zusammen. Nach Messung des Batelle-Institutes nähern sich Fußbodenplatte und Deckenplatte um max. 0,34 mm.

Erddruckmessung:

Der Erddruck wird zuerst an der Deckenvorderkante wirksam. Darauf beginnt unmittelbar der Druckanstieg an den Gebern der Frontwandseite. An der Wandunterkante beginnt von Anfang an eine negative Druckphase, die offenbar auf die Bauwerksbewegung zurückzuführen ist.

Der Erddruckanstieg der in Deckenmitte gelegenen Meßdose beginnt einige ms später als an der Deckenvorderkante; der Anstieg ist hier nicht ganz so steil wie der an der Deckenvorderkante registrierte.

Das nach der Sprengung durchgeführte Nivellement ergab eine bleibende Absenkung des gesamten Bauwerkes um 1 mm, die des Eingangsbauwerkes von 2 mm. Diese Werte sind jedoch für die tatsächliche Bauwerksbewegung wenig aussagefähig, da sie lediglich die bleibende Setzung des Bauwerkes wiedergeben.

5.2.1.4 Dritte Hauptsprengung, 25. 9. 1962, 11.45 Uhr

1000 kg Sprengstoff (TNT), unverdämmte Ladung, auf dem Erdboden halbkugelförmig aufgeschichtet. Entfernung 15 m vor Frontwandmitte (vergl. Anlage 4).

a) Äußere Beobachtungen am Bauwerk:

Die Fuge zwischen Eingangsbauwerk und S-Bau war etwas angerissen; ein leichter Riß war in der Fugenausfüllung (Bitumenverguß mit Einlage) erkennbar. Wie bereits beim vorhergehenden Versuch beobachtet wurde, zeigten sich jetzt erweiterte Risse an der Zarge der Drucktür, doch wurden in keinem Falle ernstere Zerstörungen beobachtet. Das Bauwerk im Innern zeigte augenscheinlich keine Veränderungen.

Die Abschlußorgane, die Belüftung sowie die Beleuchtung waren unversehrt und nach den Versuchen voll funktionsfähig.

b) Wirkungen auf das Bauwerk; Meßergebnisse:

Das Eintreffen der wegen des kleinen Abstandes des Sprengkörpers noch wenig geschwächten Bodenwelle führt offenbar zunächst zu einem geringen Meßeffect, der vor der eigentlichen Beanspruchung auftritt. Die Bodenwelle überholt die langsamere Schallwelle. Möglicherweise handelt es sich auch um die Einwirkung der vom Luftstoß hervorgerufenen schnell verlaufenden Beschleunigungswelle im Bauwerk. Dieser Einfluß wird bei näherrückenden Ladungen immer stärker. Nach Messungen des Batelle-Instituts trifft die Schallwelle etwa 8 ms später ein, führt deutlich sichtbar die größere Energie mit sich und beginnt mit einem Dichtesprung.

Das Bauwerk wird zunächst wieder durch den Luftdruckstoß in die Erde gedrückt (links ca. 3 mm, rechts ca. 1,7 mm). Anschließend schwingt das Bauwerk mit dem umgebenden Erdreich in die alte Ruhelage zurück. Dieser Bewegung wird die Eigenfrequenz des Bauwerks von ca. 12 Hz überlagert. Dabei ergibt sich eine Drehschwingung des Bauwerkes um die x-Achse, da die rechte und linke Seite verschiedene Wege zurücklegen.

Auch sind die Verschiebungen in x-Richtung unterschiedlich, wobei die linke Seite infolge des Eingangsbauperkes + 0,44 mm, später $\approx +0,85$ mm und die rechte Seite - 0,4 mm und später + 0,67 mm zurücklegen. Es wird eine Drehschwingung eingeleitet.

Die Erddruckgeber an der Vorderwand sprechen praktisch zur gleichen Zeit an, der früher beobachtete Meßeffect bei weiter entfernten Ladungen wird hier nicht mehr wahrgenommen.

Die gemessenen Gebäudebeschleunigungen entsprechen den zurückgelegten Wegen des Bauwerkes (Werte aus Bericht Batelle-Institut, S. 35).

Die größte Abstandsänderung zwischen Decke und Fußboden beträgt 1,34 mm (Messung des Batelle-Instituts).

Das nach der Ansprengung aufgenommene Nivellement ergab eine bleibende Setzung des Bauwerkes von rd. 1,2 mm.

5.2.1.5 Vierte Hauptsprengung, 25. 9. 1962, 14.30 Uhr

1000 kg Sprengstoff (TNT), unverdämmte Ladung, auf dem Erdboden halbkugelförmig aufgeschichtet, Entfernung 6,5 m vor Frontwandmitte (vergl. Anlage 4).

a) Äußere Beobachtungen am Bauwerk:

Außenseits: Die oberen Berandungen des Einstiegsbauwerkes zeigten an den Rändern z. T. stark ausgeprägte Betonabplatzungen. Gleiche Erscheinungen waren am Beton des Ausstiegschachtes zu beobachten. Die beobachteten Betonschäden sind ohne Bedeutung und durch die Wirkung der Luftstoßwelle auf die seitlichen Auskragungen zu erklären (vergl. Bild 1, 2).

Die auf Niveauhöhe liegende Notausstiegsklappe war durch ein Verbiegen des querlaufenden Gelenkes (Rohr) insgesamt eingedrückt worden (vergl. Bild 3). Dadurch war der Verschluß nur sehr schwer, wenn nicht unmöglich zu lösen. Die Notausstiegsklappe war daher nur noch bedingt verwendbar; wegen weiterer Mängel an dieser Stelle wird auf die folgenden Versuche hingewiesen.

Innenseits: Die Fuge zwischen Eingangsbauwerk und Schutzbau war sichtbar erweitert worden (vergl. vorhergehender Versuch) und zeigte einen etwa 5 mm klaffenden Riß, der jedoch für die Standfestigkeit und Funktion des Bauwerkes ohne Bedeutung ist. Das Eingangsbauwerk selbst zeigte aber keinerlei Schäden; die Fugendichtung war praktisch unversehrt. Die äußere Drucktür sowie die Gastür zwischen Schleuse und Schutzraum waren intakt, ebenfalls waren alle inneren Abschlußorgane nach der Versuchssprengung in Ordnung. Die Belüftung wie die Beleuchtung waren voll

Bild 1



Bild 2



Bild 3



Bild 4

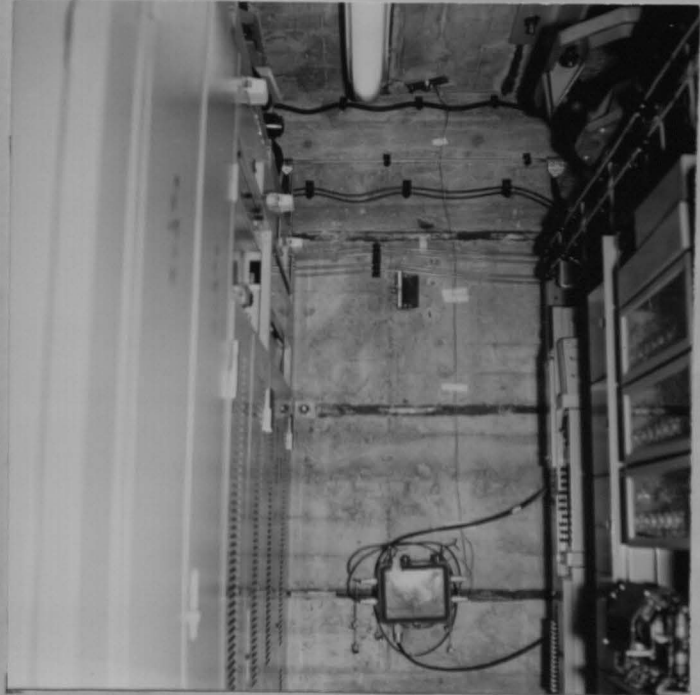


Bild 5



Bild 6



Bild 7

funktionsfähig. In der Decke wurde im Bereich der Feldgeber eine senkrecht zu den Jordahl-Schienen verlaufende Rißbildung von ca. 0,1 mm Breite beobachtet (vergl. Bild 4).

Allgemein ist zu bemerken, daß der umfangreiche Geräteeinbau im Schutzbau die Beobachtungen des Betones sehr erschwerte. Der Einbau der Jordahl-Schienen an den Decken und Seitenwänden hat ein Beobachten möglicherweise auftretender Risse parallel zu den Schienen nicht gestattet. Einen Eindruck von den Einbauten im Bauwerk S IV vermitteln die Bilder 5 und 6. Es ist wahrscheinlich, daß, von den inneren Ecken der einbetonierten Halterungsschienen ausgehend, Rißbildungen aufgetreten sind, die jedoch nicht beobachtet werden konnten. Die in der Biegezugzone gemessenen Stahldehnungen sprechen für ein Auftreten weiterreichender Risse (vergl. Meßergebnisse der BAM).

b) Wirkungen auf das Bauwerk; Meßergebnisse:

Die Bewegung des Bauwerkes ist ähnlich der in den vorhergehenden Versuchen beschriebenen. Sie beginnt mit einer vertikalen Abwärtsbewegung; die "vertikale" Eigenfrequenz des Gesamtbauwerkes beträgt wieder 8 - 12 Hz. In der Waagerechten kommt es zu einer Drehschwingung um eine im rechten Bauwerksabschnitt gelegene x-Achse.

Die Schwingungsfrequenzen der Wände ergeben sich zu etwa 150 Hz. Als maximale vorübergehende Verringerung der Deckenhöhe erhält man fast gleich wie im vorhergehenden Versuch 1,36 mm.

Die Erddruckgeber der Frontwand zeigen im Vorlauf ein kleineres Druckmaximum. Offenbar beruht diese Erscheinung auf der Wirkung der Luftstoßwelle. Ein zweites Maximum, das ca. 20 ms später folgt, stellt offenbar die reine Erddruckwelle dar. Bei den vorhergehenden Versuchen mit aufgelegten Ladungen in größeren Entfernungen wird die reine Erddruckwelle offenbar so stark gedämpft, daß sie nicht mehr deutlich erkennbar ist.

Die Druckmeßdose an der Wandoberkante, Vorderkante und Mitte der Decke werden im wesentlichen nur vom Luftdruck beeinflusst; der Anstieg des Druckes ist hier sehr stark (vergl. Oszillogramme EMI).

Es wurden folgende Werte für die Bauwerksbeschleunigung gemessen:

z-Richtung	$b_z = - 4,1 \text{ g} + 4,3 \text{ g}$
x-Richtung	$8 \text{ g} \dots - 7,5 \dots + 8,5 \text{ g}$
y-Richtung	$- 1,7 \text{ g} \pm 2,2 \text{ g}$

Bei den Beschleunigungsmessungen liegen sich z. T. stark widersprechende Messungen vor.

5.2.1.6 Fünfte Hauptsprengung, 5. 10. 1962, 15.00 Uhr

1300 kg Sprengstoff (Amatex); englische Luftmine HC 4000, Entfernung 10 m, querliegend, 3,5 m tief eingegraben (vergl. Anlage 4 und Bild 7).

a) Allgemeines:

Ein weiterer Versuch, der insbesondere den Einfluß der Erd-druckwelle nach Größe und Verteilung auf das Bauwerk zeigen sollte, wurde mit einer verdämmten Ladung unternommen. Gewählt wurde ein Luftminenblindgänger (HC 4000). Im Laufe der weiteren Versuche zeigten die verwendeten Luftminen allerdings unterschiedliche Sprengwirkungen. Der Spreng-punktabstand wurde nach Erfahrungswerten zu 10 m angenommen, damit die zu erwartenden Erddrücke in einem angemessenen Verhältnis zum Bauwerk gehalten wurden und der Spreng-krater das Bauwerk nicht freilegte. Die Ladung wurde in halber Höhe der seitlichen Bauwerkswand (Frontwand) und in der Bauwerksachse (vergl. Anlage 4) angeordnet. Damit sollte eine in etwa gleichmäßige Beaufschlagung der Frontwand des Bauwerkes erreicht werden.

b) Äußere Beobachtungen am Bauwerk:

Der ausgeworfene Sprengkrater hatte einen Durchmesser von ca. 20 m und eine Tiefe von etwa 8,00 m. Der Krater legte den Schutzbau gerade an der oberen Kante frei. Daher waren die in der Nähe liegende Ausrüstungsleitungen (Postkabel und dergl.) abgerissen.

Die Fuge zwischen Schutzbau und Eingangsbauwerk hatte sich weiter geöffnet (ca. 15 mm), das Fugenfüllmaterial war abgerissen. Im Bunkerinneren zeigten sich an der dem Sprengpunkt zugekehrten Wand leichte, parallel zu den Jordahl-Schienen verlaufende Risse (vergl. Bild 7, Seite 27a, mit einer Breite von ca. 0,1 - 0,2 mm.

Im übrigen war das Bauwerk nach augenscheinlichen Beobachtungen unversehrt. Allerdings muß auch hier eingeschränkt werden, daß Rißbildungen an oder unter den Jordahl-Schienen nicht beobachtet werden konnten. Beleuchtung, Abschlußorgane, Belüftung waren weiterhin funktionsfähig.

c) Wirkungen auf das Bauwerk; Meßergebnisse:

1. Bewegung des Bauwerks

Die auffälligsten Registrierungen sind die Wegkurven. Der Schutzbau setzt sich unter Wirkung des zunächst im unteren Bereich des Schutzbaues angreifenden Explosionsdruckes in x-Richtung in Bewegung. Diese Bewegung tritt an der linken Frontwandseite etwas stärker als an der rechten auf (offenbar als Folge der Wirkung auf das angeschlossene Eingangsbauwerk), so daß eine Drehung des Bauwerkes um die z-Achse eingeleitet wird. In z-Richtung wird der S-Bau im Gegensatz zu früheren Versuchen zunächst gehoben (27 mm); "bei der rückläufigen Bewegung kommt es infolge der überlagerten Bauwerkseigenschwingung zu einem vorübergehenden Halt", anschließend zu einem rapiden Absinken. Dieser zweite Schwingungsausschlag hat eine Amplitude von etwa 30 - 50 mm. Die bleibende Anhebung des Bauwerks ist beachtlich hoch, sie beträgt etwa 10 - 11 mm.

Insgesamt stellt sich der Bewegungsablauf des gesamten Bauwerks wieder sehr kompliziert dar (vergl. oben!).

2. Beschleunigung des Bauwerkes

Die Beschleunigungskurven verlaufen zunächst gleichsinnig mit den Wegkurven des Bauwerks. Sie zeigen zwei nahezu gleich hohe Beschleunigungsspitzen.

Die Deckenbeschleunigung erreicht einen Maximalwert von 13 g (+ 11 g).

Die Frontwand erhält eine Maximalbeschleunigung von 23 g (Batelle-Institut) und 78 g (EMI). Anschließend klingt die Beschleunigung ab, die Größtwerte steigen aber noch bis 17 g (Batelle-Institut) an.

3. Erddruckverlauf

Zuerst werden hohe Drücke mit steilem Anstieg an der Unterkante des Bauwerkes beobachtet.

In Wandmitte erhält man zunächst nur eine schwache Amplitude, die durch das Zurückweichen der Wand infolge des an der Wandunterkante früher eintreffenden Druckstoßes erklärt werden kann (gemittelter Erddruck 67 atü).

Etwa 12 ms nach Beanspruchungsbeginn an der Wandunterkante erreicht der Druckwert in Wandmitte seinen Maximalwert (gemittelter Erddruck in Wandmitte 22,8 atü). An der Wandoberkante zeigt der Druckanstieg einen flachen Verlauf ($p_{\max} = 9,9$ atü). Der Druckanstieg wird offenbar um so flacher, je näher der Geber zur Erdoberfläche liegt. Der Erddruck an Wandoberkante wird offenbar erst durch die Aufwärtsbewegung des Bauwerkes verursacht und aufgebaut (vergl. dazu weiter unten Anlage 34).

4. Nivellement

Das Nivellement ergab eine bleibende Hebung des Bauwerkes von insgesamt 13 mm.

5.2.1.7 Zusammenfassung der Testsprengungen am Schutzbau S IV (S₁)

1. Das Bauwerk zeigte nach der Versuchsreihe keine nennenswerten Schäden; es blieb voll funktionsfähig.
2. Die an dem Bauwerk wie an der Erdoberfläche gemessenen Drücke entsprachen in etwa den theoretisch abgeschätzten Werten. Zugrundegelegt wurden Entfernungs-Druckdiagramme des EMI für Sprengstoffgewichte bei freier Detonation.
3. Die Versuchsergebnisse zeigten, daß die auftretenden Beanspruchungen im ballistischen Bereich der Zerstörungskennlinie liegen. Eine Ausdehnung der Versuchsergebnisse auf den quasistatischen Bereich (atomare Beanspruchung) ist kaum möglich (vergl. Abschnitt E).
4. Des weiteren erschien es nach der gewählten Versuchsanordnung sehr fraglich, ob für einzelne Bauteile (z. B. Platten der Decke oder der Frontwand) brauchbare Bemessungsansätze aufzustellen sind. Die beobachteten Beanspruchungen betreffen zumeist nur Teile des Bauwerkes (die Druckstoßwelle läuft z. T. streifenförmig über das Bauwerk).
5. Zwecks ungünstiger Beanspruchung des Bauwerkes sollte eine flächige Beaufschlagung angestrebt werden. Für die weiteren Versuche wurden über der Deckenplatte aufgehängte Ladungen in Aussicht genommen.
Eine in Näherung flächige Beaufschlagung durch die Erdstoßwelle wird bei verdämmten Ladungen erzielt. Größe und Abstand der Ladungen sind jedoch so zu wählen, daß eine möglichst hohe, aber gleichmäßige Belastung auftritt. Nahtreferbelastungen müssen für Meßzwecke möglichst ausgeschaltet werden.
6. Zum anderen zeigten die Versuche am Schutzbau S₁, daß die Versuchssprengungen mit aufgelegten Ladungen nicht oder nur unzureichend zu Grenzbelastungen führen.

5.2.2 Versuche am Schutzbau III (S 9)

5.2.2.1 Allgemeines:

Aufgrund der Erfahrungen am Schutzbau IV wurden die Versuchs-sprengungen nach Entfernung und Lage geändert. Die unverdämmten, aufgelegten Ladungen wurden bis auf einen Anschlußversuch eingeschränkt. Dagegen wurden einige über der Decke aufgehängte Ladungen angeordnet, um eine möglichst flächige Beanspruchung der Deckenplatte zu erreichen. Abschließend wurde vor der Frontwand eine verdämmte Ladung (Luftmine HC 4000; vergl. oben) gezündet.

5.2.2.2 Sechste Hauptsprengung, 10. 10. 1962, 13.15 Uhr

100 kg TNT, 4 m über Oberkante Boden (Bereich der Feldgeber Deckenplatte) an einem Gestell aufgehängt. Aufhängung an einem Dreibein (vergl. Anlage 4 a).

a) Äußere Beobachtungen am Bauwerk

Am Bauwerk waren sowohl an den äußeren Anlagen wie im Innern keine Wirkungen zu beobachten. Alle Abschlüsse, die Beleuchtung wie die Belüftung waren insgesamt intakt.

b) Wirkungen auf das Bauwerk; Meßergebnisse

Erwartungsgemäß sprechen die in Deckenmitte angebrachten "Geber" zuerst an; der höchste gemessene Beschleunigungswert beträgt hier 58 g.

Die Aufzeichnungen der Wegmessungen zeigen, daß das Gebäude sich ausschließlich nach unten bewegt. Der Maximalausschlag in z-Richtung beträgt 2 mm (Messung des EMJ; vergl. Anlage gesonderter Bericht).

Der in der Deckenmitte aufgetretene Druck hat einen Maximalwert von 6,6 atü mit einem auffallend flachen Maximum. Der an der Deckenvorderkante gemessene Druck beträgt etwa 2,2 atü und zeigt Dreiecksform (vergl. Bericht EMI). Gegenüber der geschätzten Druckhöhe trat effektiv nur ein Bruchteil davon auf. Möglicherweise wurde ein wesentlicher Teil der aufge-

brachten Energie in Verdichtungsarbeit umgesetzt. Die Überprüfung des Bodens durch einen Bodensachverständigen an Ort und Stelle zeigte, daß das Erdreich stark verdichtungsfähig war. Eine lockere Lagerung konnte vor dem 1. Versuch vorausgesetzt werden (vergl. auch Untersuchungen des Leichtweiß-Institutes).

5.2.2.3 Siebte Hauptsprengung, 10.10. 1962, 15.40 Uhr

500 kg TNT, 4 m über Erdboden aufgehängt (Bereich der Feldgeber). Ladung auf Gerüst aufgelegt (vergl. Anlage 4 a und Bild I, II; Anlage 8, 9; s. Bildanhang)

a) Äußere Beobachtungen am Bauwerk

Nach dem Versuch war der obenliegende Verschluß des Notausstieges geöffnet. Die Verschlußklappe (Stahlblech) zeigte eine leichte Eindellung (vergl. Bild II). Das eine Klappenscharnier war leicht angerissen; das Querrohr des Verschlusses angeknickt. Der Abschluß war damit unbrauchbar geworden. Es ist hierbei zu fragen, ob die Ausführung des vorhandenen Verschlusses für die vorliegenden Beanspruchungen geeignet ist. Es ist - unterstützt durch weitere Beobachtungen - wahrscheinlich, daß der Verschlußhebel, der an seinem Ende ein Gegengewicht trägt, infolge des im Erdreich zurückfedernden Bauwerkes eine aufwärts gerichtete Beschleunigung erfährt und damit den Verschluß öffnet. Die Verformung des Verschlußdeckels selbst wäre insofern unbedenklich, wenn der Verschluß standhält und funktionsfähig bleibt.

Die Fuge zwischen Eingangsbauwerk und Schutzbau war deutlich geöffnet (ca. 1 cm, z. T. 2 cm breit). Hierdurch war jedoch keine Beeinträchtigung der einzelnen Bauteile gegeben.

Die Drucktür zeigte im Bereich der Verankerung (Zarge) stärkere Rißbildungen mit Rißbreiten von 0,3 - 0,5 mm. Im Bereich der eigentlichen Ankerstähle waren die Rißbildungen nach Augenschein stärker.

Die Drucktür dieses Bauwerkes ist als Beton-Fertigteil ausgebildet; sie zeigte ganz geringfügige Haarrißbildungen. Statisch erscheint die Rißbildung unbedenklich. Ob die Gasdichtigkeit durch die Risserscheinungen an Tür und Zarge beeinträchtigt wurde, kann mit Sicherheit nicht gesagt werden. Ein Einbruch des Luftdruckstoßes ist aber nach den Beobachtungen in der Gasschleuse wie an der Gas-tür sehr unwahrscheinlich. Dennoch wird empfohlen, daß bei weiteren Bauvorhaben die Zarge der Drucktür vor dem Betoniertvorgang eingesetzt und in geeigneter Weise verankert wird. Eine Ausmörtelung der Fuge und des Ankerbereiches erscheint unzweckmäßig und kann Ausgangspunkt ernsterer Schäden bilden. Die beobachteten Rißbildungen an der Tür erscheinen unbedenklich.

Im Innern des Bauwerkes wurden an der Decke und an den Seitenwänden ausgeprägte Haarrißbildungen beobachtet. Die Bilder der Anlage 8 zeigen die Rißerscheinungen in der oberen Decke und den Seitenwänden.

Die Hauptrißlinien entsprechen ziemlich gut dem charakteristischen Bruchlinienbild einer Rechteckplatte unter Gleichlast-Beanspruchung. Die Bruchlinienbilder zeigen, daß das Deckensystem statisch als vierseitig aufgelagerte Rechteckplatte in Näherung aufgefaßt werden darf.

Die Risse gehen von einem Netzwerk, das unter dem Fußpunkt der aufgehängten Ladung liegt, aus und laufen radial, die Hauptrisse diagonal, zu den Ecken. Dort setzen sie sich teilweise weiter nach unten fort.

Die Rißbreite beträgt i. a. 0,1 mm, stellenweise 0,2 bis 0,3 mm. Die Rißbilder sind angelegt, die Rißstärken eingetragen und auf den Bildern der Anlage 8 zu erkennen. Besonders auffällig war eine auf der der Frontseite gegenüberliegenden Wand aufgetretene Rißbildung, die von unten beginnend sich bis in die obere Voute der Decke hinein zog (Bild 4, Anlage 8). Möglicherweise lagen hier ungünstige Lagerungsbedingungen des Bauwerkes im Boden vor, wodurch der Mittelbereich der Wand ganz frei lag oder nur ungenügend gestützt wurde.

Ebenfalls waren auf der Frontseite Risse zu beobachten, die in den Seitenbereichen von oben beginnend diagonal zu den Ecken verliefen. Im Bereich der Gasschleuse (vergl. Bilder 8, 9) - Bereich der Türöffnung und der Decke der Gasschleuse - waren ebenfalls Rißbildungen aufgetreten, ebenso in der Öffnung zum Notausstieg (Bild 6).

Im Bauwerksinnern waren die mit normalen Glühbirnen versehenen Leuchten ausgefallen (Glühbirnen im Eingangsbauwerk, WC sowie in der Gasschleuse), während die Leuchtstoffröhren voll funktionsfähig blieben.

Der Lüftungsapparat war nach dem Versuch ausgeschaltet. Die Lüftung selbst war intakt; nach dem Anschalten konnte die Anlage wieder in Betrieb genommen werden. Offenbar war die Schaltung (Kippschalter) ausgelöst worden. Es wäre eigens zu prüfen, ob die gewählten Kippschalter brauchbar sind. Allerdings konnte der Schalter nach dem Versuch einwandfrei betätigt werden. Diese Beobachtung ist während der gesamten Versuche nur hier gemacht worden.

b) Wirkungen auf das Bauwerk; Meßergebnisse

Die aufgetretenen Beschleunigungen sind erwartungsgemäß beträchtlich. In Deckenmitte ist die größte Beschleunigungsspitze mit 131 g gemessen worden.

Die Wegmessung zeigt, daß sich das Bauwerk lediglich in z-Richtung bewegt hat. Der maximale Ausschlag beträgt 7,4 mm in z-Richtung (Messungen EMI).

Die Erddruckmessungen zeigen für die senkrechte Wand stark streuende Werte; die Wand wird nicht unmittelbar von der Druckstoßfront getroffen (vergl. Bericht EMI).

In Deckenmitte werden maximal 54 atü gemessen, die positive Druckdauer beträgt 5 ms; an der Deckenkante (Meßdose 26) traten 15 atü mit einer positiven Druckdauer von 10 ms auf.

Der in Deckenmitte gemessene Wert stimmt gut mit dem theoretischen Druckwert (max) bei ankommender Welle für Sprengstoffgewichte bei freier Detonation überein.

5.2.2.3 Achte Hauptsprengung

1000 kg TNT auf dem Erdboden aufgelegt. Entfernung 6 m vor Schutzbaufrontwand (vergl. Anlage 4 a).

a) Allgemeines

Dieser Versuch war als Anschlußversuch zu den Versuchen mit aufgelegten Ladungen am Schutzbau S IV gedacht. Die beschädigte Notausstiegsklappe und der Notausstieg selbst wurden durch Abdeckungen gesichert.

b) Äußere Beobachtungen am Bauwerk; Wirkungen auf das Bauwerk

Es konnten keine wesentlichen Wirkungen auf das Bauwerk beobachtet werden.

Der ausgeworfene Sprengtrichter betrug ca. 7,20 m im Durchmesser und ca. 1,80 m in der Tiefe.

Die gemessenen Beschleunigungs-, Weg- und Erddruckwerte zeigen keine auffälligen Erscheinungen.

5.2.2.4 Neunte Hauptsprengung, 15. 10. 1962, 16.50 Uhr

1300 kg Sprengstoff (Amatex) als englische Luftmine HC 4000; ca. 3,50 m tief eingegraben. Abstand der Ladung von der Frontwand 8 m (vergl. Anlage 4 a).

a) Allgemeines

Die Wirkung der Ladung auf das Bauwerk war gering; der Sprengkrater zeigte gegenüber anderen verdämmten Ladungen gleicher Art kleinere Ausmaße (Kegelform; oberer Durchmesser ca. 15 m; Tiefe ca. 7 m); offenbar handelte es sich hierbei um z. T. delaborierten Sprengstoff im Sprengkörper.

b) Äußere Beobachtungen am Bauwerk; Wirkungen auf das Bauwerk

Am Bauwerk wurden keine neuen Wirkungen beobachtet. An der Frontseite des Bauwerkes, die dem Sprengpunkt zugekehrt liegt, wurden keine neuen Rißbildungen gefunden. Bezüglich der Meßwerte vergl. weiter unten, Anlage 35).

5.2.3 Versuche am Schutzbau II (S₁)

5.2.3.1 Allgemeines

Die Versuche am Schutzbau IV (S₁) zeigten, daß durch aufgelegte Ladungen, die vor dem Schutzbau gezündet werden, die Grenzbelastungen für das Bauwerk nicht oder nur annähernd erreicht werden können. Die höchstmöglichen Sprengstoffmengen erwiesen sich für aufgelegte Ladungen als zu gering. Um mit den begrenzten Sprengstoffgewichten ungünstigere, aber auch flächige Beanspruchungen zu erzielen, sollte der Schutzbau S II mit gestaffelten, aufgehängten Ladungen allmählich bis zur Grenzbelastung erprobt werden.

Es wurden aufgehängte Ladungen von 50 kg, 250 kg und 500 kg vorgesehen. Daneben wurden ein weiterer Anschlußversuch mit einer unverdämmten Ladung (1000 kg TNT, aufgelegt, 6 m Abstand von der Frontwand), sowie eine weitere verdämmte Ladung (1300 kg Amatex; Luftmine HC 4000, in 8 m Entfernung vor der Frontwand eingegraben) vorgesehen.

5.2.3.2 Zehnte Hauptsprengung, 19. 10. 1962, 12.00 Uhr

50 kg TNT, 4 m über Erdboden an einem Dreibein im Bereich der Decken-Feldgeber aufgehängt (vergl. Anlage 5 und Bild III, Anlage 10).

a) Äußere Beobachtungen am Bauwerk

Der Verschluß des Notausstieges zeigte nach dem Versuch eine schwache Eindellung; er war aber noch funktionsfähig und in der Handhabung kaum beeinträchtigt.

Im Innern zeigte die Decke eine dem Umfange nach geringe Rißbildung. In Feldmitte war ein Hauptriß zu beobachten, der seitlich diagonal in die Ecken lief (vergl. Bild III,1). Die maximale Rißbreite betrug örtlich maximal 1,5 - 2,0 mm, i. a. handelte es sich um eine Haarrißbildung von 0,1 - 0,2 mm. Die Risse setzten sich in den aufgehenden Bauwerks-

ecken zumeist fort (vergl. Anlage 10). Die Standsicherheit des Bauwerkes war offensichtlich nicht gefährdet; vergl. Pkt. 5.2.3.5., S. 43. Alle Abschlußorgane, die Beleuchtung sowie die Belüftung waren intakt.

b) Wirkungen auf das Bauwerk; Meßergebnisse

Die Wegmessungen zeigten eine vorherrschende Bewegung des Bauwerkes in z-Richtung mit einem maximalen Ausschlag von 1,9 mm (Messung EMI).

Die Erddruckmessungen ergaben für die Deckenmitte einen Spitzendruck von 3,9 atü, an der Deckenkante von 3,4 atü. Gegenüber theoretischen Werten aus einem Druck-Entfernungs-Diagramm für Sprengstoffgewichte bei freier Detonation liegen die gemessenen Werte tiefer (theoretischer Wert: ca. 10 atü).

5.2.3.3 Elfter Hauptversuch, 19. 10. 1962, 14.00 Uhr

1000 kg TNT auf dem Erdboden aufgelegt, 6 m Entfernung vor der Frontwand (vergl. Anlage 5).

a) Äußere Beobachtungen am Bauwerk

Der ausgeworfene Sprengkrater betrug 7,20 m im Durchmesser und 1,80 m in der Tiefe.

Außenwärts zeigten sich lediglich kleinere Zerstörungen an der äußeren Berandung des Eingangsbauwerkes, die jedoch keinerlei Bedeutung haben (vergl. oben).

Im Innern war nach dem Versuch ein Verschlußriegel der Druckschleuse geöffnet. Offenbar war der Verschlußhebel nicht einwandfrei heruntergelegt worden, so daß er bei der elastischen Rückfederung des Bauwerks emporgeschnellt werden konnte, ohne ausreichenden Reibungswiderstand zu besitzen. Diese Beobachtungen wurden auch wiederholt in den Meß-Schutzbauten gemacht: war der Verschlußhebel nicht weit genug heruntergelegt und durch Reibungskräfte aus-

reichend gesichert, so öffnete er sich unter Einwirkung des Druckstoßes auf das Bauwerk. Evtl. sollte man an eine zusätzliche Sicherung der Verschußhebel denken, auf alle Fälle jedoch dafür Sorge tragen, daß die Verschlüsse richtig heruntergelegt werden.

Die Fuge an der Zarge der Drucktür zeigte Risse; diese Rißbildungen waren sowohl außenseits wie innenseits zu beobachten (vergl. Bemerkung zu Punkt 2.3).

An der Decke (Feldmitte) war zusätzlich eine weitere Rißbildung in Richtung der größeren Stützweite zu beobachten, die Rißbreite betrug ca. 0,1 mm.

b) Wirkungen auf das Bauwerk; Meßergebnisse

Die Wegmessung zeigte eine deutliche Verschiebung in x-Richtung (Maximalausschlag 15 mm), in z-Richtung wurde eine Maximalauslenkung von 4 mm gemessen.

Die Erddruckmessungen an der Frontwand lassen wieder einen ersten, voraneilenden kurzen Impuls (wahrscheinlich durch die Luftstoßwelle hervorgerufen) erkennen, dem später eine flachere und länger stehende Druckwelle folgt, die offenbar die direkte Erddruckwelle darstellt.

An der Deckenvorderkante wurde der übliche Druckverlauf mit steilem Anstieg beobachtet; der Maximalwert wurde mit 5,2 atü ermittelt.

5.2.3.4 Zwölfter Hauptversuch, 19. 10. 1962, 15.59 Uhr

250 kg TNT, 3,8 m (Ladungsmitte) über Erdboden an einem Gestell im Bereich der Decken-Feldgeber aufgehängt (vergl. Anlage 5 und Bild IV, Anlage 11).

a) Äußere Beobachtungen am Bauwerk

Nach der Ansprengung war der Verschuß des Notausstieges zerstört (einwirkender Spitzendruck - vergl. unten - ca. 38 atü); die Blechklappe war aus der Halterung gerissen,

ein Scharnier vom Rahmen abgerissen. Das Querrohr des Verschlusses (vergl. Bild IV, Anlage 11) war eingedrückt. Weitere Zerstörungen zeigte die Berandung des Eingangsbauwerkes. Diese Zerstörungen sind jedoch für das Tragverhalten des Bauwerkes unerheblich.

Die Drucktür (Eingang) war nach der Explosion geöffnet, obgleich sie vor dem Versuch - wie üblich - geschlossen worden war. Der Grund liegt offenbar in der bereits oben beschriebenen Beschleunigungswirkung auf die relativ schweren Verschlusshebel. Infolge des Öffnens der Drucktür und des vermutlichen Eindringens der nachlaufenden Druckwelle (Sogphase) wurde der Sicherungskasten (elektrische Installation) in der Gasschleuse beschädigt.

Das Bauwerksinnere zeigte jetzt eine ausgeprägte Haarrißbildung. Die Hauptrisse (vergl. Anlage 11) zeigten eine maximale Breite von 2 mm; i. a. 1 - 1,5 mm. Ein der Decke ähnlicher Rißverlauf war auf dem Fußboden zu erkennen (vergl. auch Bild V, Anlage 12, Bilder zum folgenden Versuch). Das Rißbild der Decke zeigt den bereits oben (vergl. Punkt 5.2.3.2) beschriebenen Verlauf. Ausgeprägter sind jetzt auch die Risse an den Seitenwänden, insbesondere an der Frontwand und der der Frontwand abgekehrten Wand.

Nach dem Versuch war die elektrisch angetriebene Belüftung ausgefallen. Offensichtlich hat der Defekt am Sicherungskasten (Eingangsschleuse) den Ausfall verursacht. Mit Handbedienung konnte die Belüftung weiterhin betätigt werden. Beleuchtung und Verschlussorgane waren nach dem Versuch intakt und funktionsfähig.

Durch das Abflußrohr im Eingangsbauwerk wurden Kies und Sand hochgedrückt. Aus dieser Erscheinung können sehr hohe Pressungen des Bodens und beträchtliche Wege des Bauwerkes in z-Richtung vermutet werden.

b) Wirkungen auf das Bauwerk, Meßergebnisse

Die Wegmessung zeigt eine vorherrschende Bewegung in z-Richtung mit einem maximalen Ausschlag von 6 mm. Der gemittelte Erddruck in Wandmitte der Seitenwand beträgt max. 9,4 atü; an der Vorderkante der Decke treten maximal 42 atü, in Deckenmitte 38 atü auf. Letzterer Wert stimmt wiederum mit dem theoretisch gefundenen Wert (ca. 33 atü) ausreichend genau überein.

5.2.3.5 Dreizehnter Hauptversuch, 22. 10. 1962, ca. 12 Uhr

500 kg TNT, 4,8 m (Ladungsmitte) über Erdboden an einem Gestell im Bereich der Decken-Feldgeber aufgehängt (vergl. Anlage 5; Bild V, Anlage 12)

a) Äußere Beobachtungen am Bauwerk

Das Notausstiegsbauwerk war äußerlich beträchtlich beschädigt; ebenfalls zeigte die Berandung des Eingangsbauwerkes weitere Schäden.

Das Bauwerksinnere zeigte das alte Rißbild mit grob vergrößerten Rissen. Die Hauptrißlinien hatten Rißweiten von ca. 15 mm und mehr. Zum Teil konnten am Boden, an der Frontwand, im WC und an der gesamten Decke neue und weitergehendere Rißbildungen beobachtet werden. Auch in der Fußbodenplatte traten die Hauptrißlinien stärker in Erscheinung. Die Bilder der Anlage 12 zeigen für Decke, Fußboden und Seitenwände die charakteristischen Rißverläufe.

Auf dem Boden des Schutzraumes lagen von der Decke und den Seiten herabgefallene Brocken, die z. T. handflächengroß waren.

Die Vouten zeigten z. T. erhebliche Beschädigungen; an einigen Stellen waren deutlich Verschiebungsbrüche zu erkennen. Der Beton der Vouten war teilweise scheibenartig abgespalten oder in Scheiben heruntergefallen. Die Decke

am Anschnitt der Voute im Bereich der Eingangsseite (vergl. Bild V,5 der Anlage 12) zeigte einen durchlaufenden Riß, an dem die Schnittufer gegenseitig versetzt waren.

Für die Decke ist nach den Rißerscheinungen die Grenzbelastung aus mehreren Gründen in Näherung erreicht bzw. überschritten (vergl. dazu weiter unten Punkt 5.3).

1. Eine weitere Lasterhöhung vergrößert die Gefahr, daß vermehrt infolge der größeren Verformungen Betonteile abplatzen, herunterfallen und dort die Insassen gefährden. Zudem besteht die Gefahr von Brüchen, insbesondere der Deckenplatte im Auflagerbereich, wodurch ein Zusammensturz der gesamten Konstruktion eingeleitet werden kann.
2. Die ermittelten Dehnungen liegen sowohl für den Beton wie für den Stahl über dem Bereich einer anzusetzenden dynamischen Streckgrenze. Bezüglich weiterer möglicher Lasterhöhungen vergl. im einzelnen Punkt 5.3.

b) Wirkungen auf das Bauwerk; Meßergebnisse

Erwartungsgemäß zeigte der Beschleunigungsgeber in Feldmitte den höchsten Beschleunigungswert an; es wurde ein Spitzenwert von 685 g gemessen.

Die Wegmessung ergab in z-Richtung die größte Auslenkung von 11 mm; die Ausschläge in den anderen Richtungen sind von untergeordneter Bedeutung.

Die Erddruckmessungen zeigen folgendes: Der gemittelte Maximalwert in Seitenwandmitte beträgt 12 atü, an Wandunterkante 5 atü. An Wandoberkante wurden ebenfalls 5 atü gemessen. An der Deckenvorderkante wurde ein Druck von ca. 17 atü ermittelt mit einer positiven Druckdauer von 6 ms. In Deckenmitte konnte kein sicherer Wert ausgewertet werden; nach dem Druck-Entfernungs-Diagramm (vergl. oben) erscheint hier ein Wert von ca. 50 - 55 atü wahrscheinlich.

5.2.3.6 Vierzehnter Hauptversuch, 22. 10. 1962, ca. 16.00 Uhr

1300 kg Sprengstoff (Amatex); englische Luftmine HC 4000, 3,50 m tief eingegraben; Abstand der Ladung von der Frontwand 8 m! (vergl. Anlage 5; und Bild VI, Anlage 13).

a) Allgemeines

Die Wirkung der gezündeten, eingegrabenen Ladung auf das Bauwerk war erheblich. Die Kraterbildung (Kraterdurchmesser 18,50 m; Tiefe ca. 8 m) läßt auf einen einwandfreien Sprengstoff des Sprengkörpers schließen (vergl. 2.4).

Tatsächlich zeigte sich im Laufe der Versuche, daß die Wirkung gleicher Ladungen nur bei einwandfreiem Sprengstoff, wie er für die aufgelegten und aufgehängten Ladungen verwendet wurde, zu einigermaßen vergleichbaren Ergebnissen führt. Ein Vergleich der gemessenen Erd drücke zwischen Hauptversuch 10 (Schutzbau S III) und Hauptversuch 15 zeigt für die Wandunterkante 34,3 atü gegenüber 69 atü, in Wandmitte 22,3 atü gegenüber 50 atü.

Auch ein Vergleich mit Hauptversuch 5 (Schutzbau S IV), der allerdings einen Abstand der eingegrabenen Ladung von 10 m aufwies, zeigt wesentlich geringere Drücke als die hier registrierten.

Zu bemerken ist noch, daß das Bauwerk bereits durch die vorangehenden Explosionen angerissen und geschwächt war, so daß mit Einschränkung der Zerstörungsdruck für das Bauwerk selbst geringer anzusetzen wäre.

b) Äußere Beobachtungen am Bauwerk

Die obere Kante der Frontwand wurde nach der Sprengung freigelegt (vergl. Bild VI, 14). Der Kraterrand erreichte das Bauwerk. Das Notausstiegsbauwerk war an den oberliegenden Teilen weiter zerstört; die Abdeckung der Öffnung war völlig abgetragen worden.

Das Eingangsbauwerk war im Bereich der Eingangstreppe stark mit Sand zugeblasen worden. Es war infolge der stärkeren Belastung der eigentlichen Frontwand des Bauwerkes gegenüber dem Schutzbau erheblich (ca. 8 cm) versetzt worden (vergl. Bild VI, 14).

Im Innern des Schutzbaues waren sehr starke Zerstörungen eingetreten (vergl. Bild VI der Anlage 13).

Die Frontwand wurde von unten her eingedrückt und am Fuß ca. 0,50 m bzw. 1,40 m in das Bauwerksinnere hineingeschoben (vergl. Bild VI, 5 ff). Die Frontwand war am Fuß in gerader Fuge (Arbeitsfuge) abgesichert; dabei lassen sich deutlich an den gerissenen Anschlußeisen Einschnürungen erkennen (vergl. Bild VI, 2 und 4). Daneben wies die Wand, wie Bilder VI, 2, 5 und 8 zeigen, in der Mitte und seitlich weit klaffende Brüche auf; die Bewehrungen waren jeweils mit ausgeprägten Einschnürungen gerissen.

Wie Bild VI, 6 zeigt, wurde der Eingang Schleuse - Schutzraum infolge der eingedrückten Ecke zerstört; ein Zugang war nur beschränkt möglich.

Eine weitere stärkere Rißbildung in Form von ausgeprägten Rissen mit maximal 6 - 8 mm Weite war auf der der Frontseite abgekehrten Seite zu beobachten. Der Verlauf der Hauptrisse entspricht etwa dem an der Frontwand. Die dem Eingang zugekehrte Seitenwand zeigte einen stärkeren "Schubriß" von ca. 8 mm Weite, der von der Eingangstüröffnung, von unten ausgehend diagonal zur oberen Ecke der WC-Türöffnung, verlief (vergl. Bild VI, 9 der Anlage 13).

An der dem Notausstieg zugekehrten Seitenwand sind im Bereich der oberen Vouten erhebliche Betonabplatzungen, die als Scherben am Boden lagen, aufgetreten (Bild VI, 13).

Die an S-förmigen Haken aufgehängten Leuchtstoffleuchten waren in einem Fall ganz aus der Aufhängung gehoben und heruntergefallen, im anderen Fall in einer Aufhängung an

der Decke hängengeblieben. Bei allen anderen Versuchs-sprengungen war die Aufhängung der Neonleuchten intakt geblieben. Die hier beobachtete Zerstörung ist im Hinblick auf den allgemeinen Zustand des Bauwerkes ohne weiteres hinzunehmen.

Die Stromzuführung war nach diesem Versuch unterbrochen, da das Hauptkabel durch die starken Beanspruchungen an der Frontseite offenbar beschädigt wurde.

Die Grenzbelastung des Bauwerkes ist hier offenbar bereits überschritten worden (vergl. unten Pkt. 5.3). Allerdings bleibt zu berücksichtigen, daß der Schutzbau bereits vorbelastet war und durch erhebliche Rißbildungen insbesondere in der Deckenplatte Schwächungen aufwies. Die Decke konnte infolge klaffender Risse nur beschränkt als Auflager für die Frontwand dienen. Eine vergleichende Auswertung wird im zweiten Teil des Berichtes vorgenommen.

b) Wirkungen auf das Bauwerk; Meßergebnisse

Bei den einzelnen Beschleunigungsmessungen ist auffällig, daß die einzelnen Geber zu verschiedenen Zeiten einsetzen. Möglicherweise erklärt sich dieser Umstand aus der Tatsache, daß das Gebäude nicht mehr als starrer Körper wirkte.

Die Erddruckmessung ergab in Wandmitte - wie schon oben vermerkt - einen gemittelten Maximalwert von 50 atü, an Wandunterkante gleichzeitig von 69 atü (vergl. dazu weiter unten Anlage 36).

Bezüglich der gemessenen Beanspruchungen wird auf die vergleichende Auswertung im 2. Teil des Berichtes (Punkt 5.3) verwiesen.

5.2.4 Versuche am Schutzbau I (S 9)

5.2.4.1 Allgemeines

Die Versuche am Schutzbau I wurden in einem zweiten Versuchsabschnitt im Herbst des Jahres 1963 durchgeführt. Die Erfahrungen aus dem 1. Versuchsabschnitt führten auch hier vornehmlich zur Ansprengung des Schutzbaues durch aufgehängte Ladungen. Ebenfalls wurde eine verdämmte Ladung (1300 Amatex, HC 4000) gezündet, um für die Frontwand die Grenzbelastung zu erreichen.

Der Meßaufbau mußte umgestellt werden; als Meßstand diente nunmehr der Schutzbau IV (Typ S₁).

5.2.4.2 Fünfzehnter Hauptversuch, 7. 8. 1963, 11.30 Uhr

100 kg TNT, 4,00 m (Ladungsmitte) über Erdboden an einem Gestell im Bereich der Decken-Feldgeber aufgehängt (vergl. Anlage 6).

a) Allgemeines

Der Versuch war als Anschlußversuch vorgesehen; wesentliche Wirkungen auf das Bauwerk wurden nicht erwartet.

b) Äußere Beobachtungen am Bauwerk

Außenseits zeigte die Druckklappe des Notausstieges eine leichte Einbeulung, die jedoch zu keiner Beeinträchtigung des Verschlusses beim Öffnen und Schließen führte. Innenseits wurden keinerlei Schäden sichtbar. Die Abschlußorgane waren intakt; die Beleuchtung wie die Belüftung waren voll funktionsfähig.

c) Wirkungen auf das Bauwerk; Meßergebnisse

Als Maximaldruck wurden in Deckenmitte 21,0 atü (gut übereinstimmend mit dem theoretischen Wert von ca. 17,5 atü) gemessen; die höchste gemessene Beschleunigung wurde an der Meßstelle 10 (vergl. Anlage 7) mit ca. 30 g ermittelt.

5.2.4.3 Sechzehnter Hauptversuch, 8. 8. 1963, 14.00 Uhr

500 kg TNT, 4,00 m (Ladungsmitte) über Erdboden an einem Gestell im Bereich der Decken-Feldgeber aufgehängt (vergl. Anlage 6; Bild VII, Anlage 14).

a) Allgemeines

Die Zündung einer 500 kg-Ladung wurde von den messenden Instituten zur Erzielung von Anschlußergebnissen (vergl. Versuch 3.5) für notwendig gehalten.

b) Äußere Beobachtungen am Bauwerk

Außenwärts zeigten sich stärkere Zerstörungen am Notausstiegsbauwerk. Zum Schutze der einmündenden Kabel wurde der Notausstieg vorsorglich vor dem Versuch mit leichten Balken und einer Sandschüttung abgedeckt. Nach dem Versuch war die Abdeckung jedoch vollständig fortgeblasen.

Der Stahlrahmen des Notausstiegsverschlusses war stärker deformiert, so daß die Stahlklappe nicht mehr verschließbar war. Die Klappe war nach dem Versuch geöffnet. Offenbar wurde das schwere Gegengewicht des Verschlusskabels beim elastischen Rückprall des Systems wieder nach oben geschleudert. Eine andere Verschlussvorrichtung bzw. eine zusätzliche Sicherung dieses Verschlusses dürfte empfehlenswert sein (vergl. oben).

Die Berandung des aufgehenden Betones des Notausstieges war nach dem Versuch wiederum stark zerstört (vergl. Bild VII, 8 und 9). Auf eine derartige Berandung, die lediglich als Zierat aufzufassen ist und geringe technische Bedeutung hat, könnte ohnehin verzichtet werden.

Im Bauwerksinneren zeigte sich folgendes Bild:

Alle Drucktüren und Gastüren waren intakt und funktionsfähig. Die Eingangsdrucktür zeigte im Bereich des Anschlusses der Zarge leichte Anrisse, die im Bereich der Verankerung der Türbänder stärker hervortraten (vergl.

Bild VII, 5 und 6). Vergleiche hierzu die Bemerkungen unter Punkt 5.2.2.3. Die Fuge zwischen Schutzbau und Eingangsbauwerk war deutlich angerissen und ca. 2 - 3 mm geöffnet (vergl. Bild VII, Anlage 12). Die Glühbirne in der Gasschleuse war ausgefallen, im übrigen waren die anderen Beleuchtungskörper intakt. Die Lüftung war voll funktionsfähig.

An der gesamten Decke wurde eine ausgedehnte Haarrißbildung (i. a. 0,1 mm, maximal 0,2 mm Rißweite) aufgenommen (vergl. Bild VII, 1). Das Rißbild entspricht in seiner Erscheinung den bereits beschriebenen Rißverläufen. Von einem mittleren netzartigen Bereich ausgehend, verlaufen die Hauptrisse diagonal in die Ecken hinein.

c) Wirkungen auf das Bauwerk

Die Wirkung auf das Bauwerk war erwartungsgemäß relativ gering. Daher wurde eine weitere Sprengung mit 1000 kg TNT aufgehängter Ladung vorgesehen.

Der Maximalwert des gemessenen Erddruckes in der Deckenmitte liegt bei 63,5 atü, die höchste Beschleunigung am Meßpunkt 10 (Deckenmitte) betrug 83 g.

Die Wegmessung ergab in z-Richtung einen maximalen Ausschlag von 9,7 mm.

5.2.4.4 Siebzehnter Hauptversuch, 12. 8. 1963, 13.45 Uhr

1000 kg TNT, 4,00 m (Ladungsmitte) über dem Erdboden an einem Gestell im Bereich der Decken-Feldgeber aufgehängt (vergl. Anlage 6; Bild VIII, Anlage 15, und Bild X, Anlage 17).

a) Allgemeines

Mit der vorgesehenen Ladung von 1000 kg wurde die höchstmögliche Ladungsmenge gezündet. Es wurde erwartet, daß mit dieser Ansprengung die Grenzbelastung für das Bauwerk erreicht würde.

b) Äußere Beobachtungen am Bauwerk

Unter dem Sprengpunkt war ein Teil der Überdeckung des Bauwerkes muldenförmig weggeblasen. Es war aber weiterhin eine Erdüberdeckung von ca. 1 m Dicke vorhanden. Vor dem Versuch wurde die Notausstiegsöffnung mit einer 10 mm starken Stahlplatte abgedeckt. Die Abdeckung war nach der Explosion sehr stark deformiert; der Notausstieg lag offen da. Kabel waren nicht beschädigt (vergl. Bild X, 9, Anlage 17). Den Zustand der Notausstiege nach der Ansprengung zeigt Bild X, 11.

Das Eingangsbauwerk zeigte gegenüber dem Schutzbau eine weitere Versetzung (jetzt ca. 1 cm); ein Teil der Fugendichtung war herausgefallen. Ebenfalls zeigten sich vergrößerte und vermehrte Risse im Verankerungsbereich der Zarge der Drucktür; jedoch waren die Rißerscheinungen nach den Beobachtungen nicht derart gravierend, daß sie die Festigkeit und Druckdichtigkeit der Druckschleuse beeinträchtigten. Eine genauere Prüfung mußte allerdings unterbleiben.

Nach dem Versuch war die Drucktür wieder geöffnet. Es wird auf die oben gemachten Bemerkungen verwiesen. Allgemein ist zu dieser Beobachtung zu bemerken:

Bei den hier vorliegenden ballistischen Beanspruchungen mit verhältnismäßig kurzen Druckzeiten dürfte der in das Eingangsbauwerk einfallende Luftstoß zum Zeitpunkt des elastischen Rückpralles des gesamten Bauwerkes, der vermutlich zu einem Öffnen der Verschlußhebel führt, nicht mehr voll wirksam sein. Vermutlich führt aber eine anschließende negative Sogphase zum Öffnen der Druckschleuse; allerdings könnten auch hier ernstere Zerstörungen in der Schleuse und an der Gastür auftreten (vergl. dazu Beobachtungen unter Punkt 5.2.3.4).

Erheblich kritischer dürfte dieser Mangel bei einer länger stehenden Druckfront (quasistatische Belastung) und einer folgenden länger stehenden Sogphase sein.

Daher ist ein einwandfreies und zuverlässiges Schließen der Verschlüsse während der Beanspruchung im Hinblick auf Druckeinbrüche ins Schutzbauinnere, auf die Dichtigkeit der Gastür und auf andere Zerstörungen in der Schleuse unbedingt anzustreben.

Im Bauwerksinneren waren die Glühlampen im WC und in der Gasschleuse ausgefallen; die Leuchtstoffröhren waren intakt. Eine Leuchtstoffröhre war einseitig aus der Deckenverankerung gehoben.

Das Innere zeigte im Deckenbereich sehr ausgeprägte Rißbilder (vergl. Bild VIII, 1; Anlage 15). Die gestrichelt nachgezogenen Rißlinien zeigen die durch die 1000 kg-Explosion zusätzlich aufgetretenen Risse; die bereits nach der 500 kg-Ansprengung festgestellten Risse waren z. T. erheblich vergrößert. In Feldmitte wurden maximale Rißbreiten zwischen 1 - 2,0 mm beobachtet. In den Randbereichen sowie in den diagonal zur Ecke verlaufenden Rissen waren die festgestellten Rißbreiten ca. 0,1 - 0,2 mm.

Im Anschnitt der Decke mit der seitlichen Voute an der dem Eingang zugekehrten Wand (vergl. Bild VIII, 4 und 8) trat ein durchgehender klaffender Riß auf; die Schnittufer waren gegeneinander ein wenig versetzt (Scherbruch). an der dem Eingang abgekehrten Wand war im Bereich der Voute infolge Abscherens in einem Bereich der Beton scheibenartig abgefallen (Bild VIII, 2). Im Anschnitt Voute-Wand konnten hier ebenfalls beginnende gegenseitige Verschiebungen der Querschnitte beobachtet werden.

Wie Bild X, 12; Anlage 17 zeigt, weist auch der Beton im Bereich des Einganges zum Schutzbau (Gasschleuse) beginnende stärkere Zerstörungen auf.

Schließlich ist noch zu bemerken, daß sich die Rißbildungen - wie die Bilder X, 13, 14 und 15 zeigen - weit in die Gasschleuse und das Eingangsbauwerk erstrecken (Haarrisse von 0,1 mm Stärke). Damit ist das Bauwerk in praktisch allen Bereichen angerissen. Soweit es sich um

Haarrißbildungen handelt, ist die Standsicherheit der Konstruktion nicht wesentlich beeinträchtigt.

Am Boden wurde in etwa spiegelbildlich zur Decke in den Hauptrißlinien das gleiche Rißbild beobachtet (vergl. dazu Bild IX, 8 und 9).

c) Wirkungen auf das Bauwerk; Meßergebnisse

Auf der Deckenmitte wurde ein Erddruck von 98 atü ermittelt. Die höchste Beschleunigung in Deckenmitte wird mit 287 g angegeben.

Die Wegmessung ergab in z-Richtung einen maximalen Ausschlag von 19,6 mm. An den Überdruckmeßgeräten im Schutzrauminnern wurde ein Überdruck von 4,5 atü registriert, jedoch ist über die Zuverlässigkeit dieser Messung keine Aussage zu machen.

5.2.4.5 Achtzehnter Hauptversuch, 13. 8. 1963

1300 kg Sprengstoff (Amatex), englische Luftmine HC 4000; 3,50 m tief eingegraben; Abstand der Ladung von der Frontwand 8 m (vergl. Anlage 6; Bild IX, Anlage 16 und Bild X, Anlage 17).

a) Äußere Beobachtungen am Bauwerk

Der ausgeworfene Sprengkrater hatte Kegelform mit einem oberen Durchmesser von ca. 17 m und einer Tiefe von ca. 7,50 m.

Das Bauwerk war an der Oberkante Frontwand etwas freigelegt; der Eingang fast zugeblasen (vergl. Bild X, 11 und 12).

Das Eingangsbauwerk hatte sich infolge der hohen Druckbeanspruchung des Schutzbauwerkes selbst weiter gegenüber dem Schutzbau versetzt. Die Fuge beträgt jetzt 5 - 6 cm (vergl. Bild X, 13).

Die Zarge der Drucktür wies erneut vergrößerte Risse auf (Rißbreiten ca. 0,5 mm). In der Gasschleuse waren weitere kleinere Rißbildungen zu beobachten.

In der Gasschleuse hatten sich Kabel von den Befestigungen an der Wand gelöst und hingen in den Raum hinein.

Im Schutzbauinnern ergab sich im einzelnen:

Druck- und Gastür waren voll funktionsfähig. Wegen der Rißbildungen im Beton der Türverankerung vergl. Bemerkungen oben.

Die Belüftung konnte nicht überprüft werden, da die Stromzuführung unterbrochen wurde. Die Lüftung ließ sich aber mittels Handkurbel einwandfrei bedienen.

Eine Leuchtstoffröhre war aus der Verankerung gerissen und durch Herabfallen zerstört worden. Die andere Leuchte war einseitig an der Wand hängen geblieben und nach späterem Stromanschluß noch intakt.

An der Frontwand zeigten sich stärkere Rißbildungen. Ein durch den gesamten Konstruktionsbeton gehender und lotrecht verlaufender Riß von 2,5 - 3,0 mm Breite ist in Bild IX, 5 deutlich erkennbar. Diese Rißbildung war aus Benseits im Isolierungsanstrich klar erkennbar. Von diesem Mittelriß verzweigen sich seitliche Risse von 0,1 - 1,2 mm Breite (i. a. 0,3 - 0,5 mm) zu den Seiten und Ecken (vergl. Bild IX, 5 und 6).

Die untere Fuge (Arbeitsfuge) der Frontwand ist deutlich und klaffend gerissen; der Riß erstreckt sich über die gesamte Wandlänge.

Der Beton ist in der Fuge abgesichert, die Wand ca. 1 - 2 cm nach innen versetzt. Stellenweise ist die Bewehrung freigelegt und verbogen; Einschnürungen und Brüche der Bewehrung konnten nicht beobachtet werden.

Verschiebungen benachbarter Schnittufer infolge Abschebens konnten auch am oberen Anschnitt der Wand mit der Voute beobachtet werden (vergl. Bild IX, 5 und 6). Die Voute zeigt im rechten Bereich Betonabplatzungen (vergl.

Bild IX, 5). Die Grenzbelastung ist offenbar für die Frontwand erreicht worden. Eine weitere Ladungserhöhung hätte mit hoher Wahrscheinlichkeit die Wand zum Einbruch (vergl. Versuch am Schutzbau S II) gebracht.

In der Decke fanden sich erweiterte Rißbildungen, die insbesondere im vorderen, der Frontwand zugekehrten Bereich, sowie im hinteren, der Hinterwand zugekehrten Bereich, lagen (vergl. strichpunktierte Bereiche in Bild IX, 1).

Ebenfalls wurden an den Seitenwänden der Eingangsschleuse sowie im Eingangsraum weitere Risse beobachtet.

Die abwärts laufenden Risse der Frontwand setzen sich z. T. in der Bodenplatte fort.

b) Wirkungen auf das Bauwerk; Meßergebnisse

Der höchste Erddruck wurde an der Unterkante der Frontwand mit 72,6 atü gemessen; in Wandmitte wurden gleichzeitig 60,8 atü sowie an der Wandoberkante 10 atü registriert (vergl. dazu weiter unten Anlage 37).

Die höchste Beschleunigung trat an der oberen Kante der Frontwand mit 71,5 g auf.

5.3. Versuchsergebnisse, Versuchsauswertung

5.3.1 Allgemeines

Der Auswertung der Meßergebnisse stellten sich vielfältige Schwierigkeiten entgegen. Diese Schwierigkeiten liegen einmal im Meßverfahren, zum anderen in der wenig genauen Erfäßbarkeit der statischen und statisch-dynamischen **Eigenschaften** des Bauwerkes selbst, in den unübersichtlichen Lagebedingungen im Boden sowie in den Eigentümlichkeiten der Beanspruchung bei ballistischen Lasten.

Das gesamte Bauwerk stellt sich als komplizierter Schwinger dar; vereinfacht kann das gesamte Bauwerk als eine Punktmasse angesehen werden, die durch die Bodenfeder gestützt wird. Innerhalb des Bauwerkes selbst stellen aber Decken und Wände schwingungsfähige Platten mit unübersichtlichem Einspannungsgrad und unbekannter gegenseitiger Kopplung und Dämpfung dar. Diese Einzelteile, deren Tragfähigkeit u. a. im Rahmen der Versuche überprüft werden sollte, werden durch die Druckwelle durchgebogen und in ihrer Eigenfrequenz erregt.

Die Beanspruchung der Einzelteile (z. B. der Decken) hängt natürlich auch wieder von dem Verhalten des Gesamtbauwerkes in seiner Bettung ab.

Die Beanspruchung durch Luft- und Erddruckwelle erfolgt bei ballistischen Beanspruchungen zumeist nicht flächenhaft, sondern jeweils örtlich begrenzt. Dabei ist noch nicht an typische Nahtrefferbelastungen gedacht. Wie die Versuchsergebnisse mit aufgelegten Ladungen zeigen, ist die positive Phase der Druckwelle (Halbwertsbreite) derart begrenzt, daß nur Teile des relativ großen Bauwerkes momentan beaufschlagt werden. Aber auch eine derartige Belastungsform kann grundsätzlich

zur Zerstörung des Bauwerkes oder Teile dessen führen. Damit sind aber die Varianten für eine Beanspruchung und Zerstörung des Bauwerkes oder dessen Teile schon sehr mannigfaltig. Es sind daher die ungünstigsten Lastfälle einzugrenzen.

Nahtrefferbelastungen (auf dem Bauwerk aufgelegte Ladungen) sollten von vornherein ausgeklammert werden. Sie stellen zweifellos örtlich die ungünstigste Beanspruchung dar.

Die Anstiegszeiten der Druckimpulse sind gegenüber der Periodendauer der Eigenschwingung der Platten und Wände kurz (z. T. gleich, meist aber kleiner als $1/4$). Es darf daher im allgemeinen Fall keine gleichmäßige Dehnungsverteilung im Bauteil erwartet werden. Könnte man eine gleichmäßige Dehnungsverteilung voraussetzen, dürfte es möglich sein, die aufgebrachten Drücke als "statische" Ersatzlasten aufzufassen. Dies scheidet aber im allgemeinen für die vorliegenden Versuchssprengungen aus.

Die Versuche liegen bezüglich der Beanspruchung des gesamten Bauwerkes wie auch i. a. der charakteristischen Bauteile praktisch auf der Seite ballistischen Verhaltens; sie entsprechen i. a. der Beanspruchung der Bauwerke durch konventionelle Waffen.

Als höchste Sprengstoffmenge für aufliegende und freihängend angeordnete Ladungen waren 1000 kg TNT festgesetzt worden. Für Anschlußwerte an die Versuche mit atomarer Belastung (Newada-Versuche - Übergang zwischen ballistischer und sogenannter quasistatischer Belastung) wäre es sehr wünschenswert gewesen, höhere Sprengstoffmengen zu zünden. Bei aufgelegten Ladungen zeigte sich, daß lediglich Sprengstoffgewichte von 1000 kg TNT in unmittelbarer Nähe des Bauwerks (Kraterwand an der Bauwerkskante) zu ersten Rißbildungen (Zerstörungsbeginn) führten; dabei war die Tragfähigkeit des Bauwerkes oder einzelner Bauteile keineswegs erschöpft.

Bei den freihängenden, über dem Schutzbau angeordneten Ladungen liegen die Beanspruchungen mit gleich großen Ladungen infolge der Reflexionsdrücke ungünstiger. Wie die Versuche weiterhin zeigten, konnten mit den hier gewählten, verdämmt gezündeten Ladungen (HC 4000) ebenfalls leichter als mit frei aufgelegtem Sprengstoff die Grenzbelastungen erreicht werden.

Das dynamische Verhalten einzelner Bauteile ist anders als das des gesamten Bauwerkes. Im Versuchsbericht (vergl. oben) sind die sehr unterschiedlichen Eigenschwingzeiten einzelner Teile und des Gesamtbauwerkes im einzelnen aufgeführt. Die Eigenschwingzeit des Gesamtbauwerkes auf der Bodenfeder verhält sich zu der der Deckenplatte etwa wie 1 : 10. Wenn das Einzelbauteil (z. B. eine Deckenplatte) für sich gesondert betrachtet wird, kann sein prinzipielles Verhalten gegenüber der Druckstoßbelastung (ballistisch oder quasi-statisch) anders sein als etwa das des Gesamtbauwerkes. Hierauf wird weiter unten eingegangen.

Es erscheint daher sinnvoll, einzelne Bauteile (z. B. Deckenplatten und seitliche Wandplatten) zu untersuchen. Die Beanspruchungen im gesamten Bauwerk laufen jeweils örtlich mit zeitlichen Verschiebungen ab und lassen nur sehr schwer eine zusammenhängende Darstellung zu. Der Zerstörung des gesamten Bauwerkes gehen auch in der Regel Zerstörungen einzelner besonders gefährdeter Teile voraus.

Es ist aber von vornherein zu prüfen, ob die gesonderte Untersuchung von Einzelbauteilen zulässig ist.

Insgesamt erscheint es für den "ballistischen Fall" nur sinnvoll, die Beanspruchungen einzelner Bauteile auf dynamischer Grundlage rechnerisch zu erfassen.

Eine Reduzierung auf ein statisches Ersatzlastensystem ist mit den Methoden der Baustatik im allgemeinen nicht möglich. Die Zusammenhänge für einen einfachen Schwinger, der einer Impulsbelastung unterworfen ist, zeigen, daß sich mit Einschränkung eine statische Ersatzlast nur über die Kennwerte des "dynamischen Systemes" ableiten läßt; das bedeutet, daß die Untersuchung unmittelbar auf dynamischer Grundlage erfolgen sollte.

5.3.2 Umfang der Auswertung

Das vorliegende Versuchsmaterial ist wegen der zahlreichen Anspannungen, die zu einer Grenzbelastung des jeweiligen Bauwerkes führen sollten, umfangreich. Es werden aber nur die Versuche für eine nähere Untersuchung herangezogen, die wegen der Größe der Beanspruchung von vornherein interessant sind.

Zur Untersuchung des Tragverhaltens der Konstruktion wurden die Deckenplatten sowie die Frontwände ausgewählt (vergl. oben: Einbau der Dehnungsgeber). Daher werden insbesondere diese beiden Bereiche näher bearbeitet. Die Versuchsergebnisse zeigen auch, daß sowohl die Deckenplatten wie die Wandplatten als Biegeglieder infolge der gewählten ungünstigen Belastungen die größte Zerstörungsempfindlichkeit gegenüber allen anderen Traggliedern aufweisen.

Ergebnisse aus Versuchen, die nur zu geringen Beanspruchungen führten, werden z. T. mit herangezogen, um nach Möglichkeit eine Gesetzmäßigkeit zwischen Belastung und Beanspruchung zu finden.

5.3.3 Versuchsergebnisse; Meßergebnisse

Meßergebnisse wurden nur aufgeführt, sofern sie unmittelbar für die Auswertung bzw. Rechnung benötigt werden.

Im einzelnen wird auf die Teilberichte der messenden Institute Bezug genommen, die ein Teil dieses Gesamtberichtes sind:

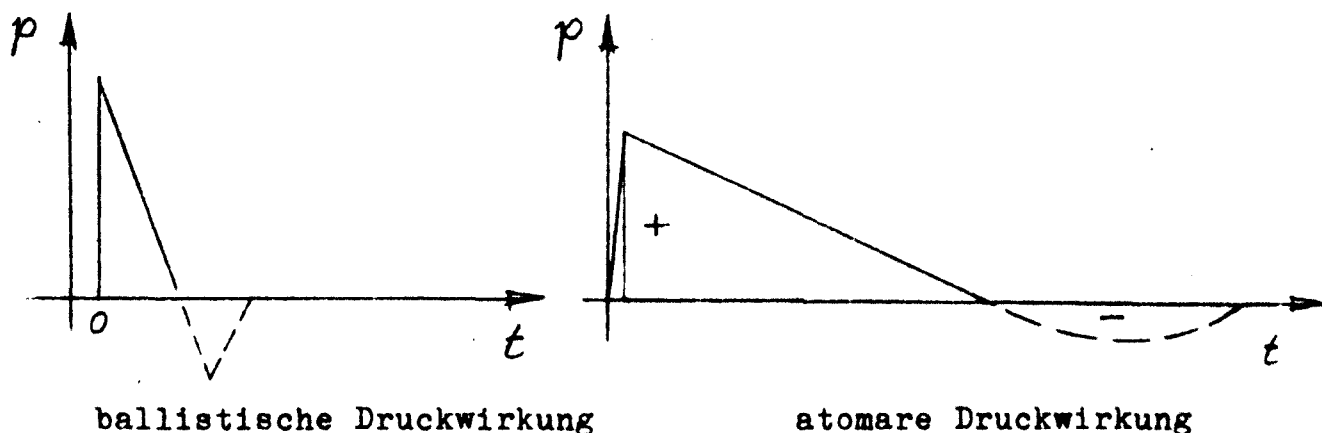
1. Bericht des EMI (vergl. oben),
2. Bericht der BAM (vergl. oben),
3. Bericht des Batelle-Institutes (vergl. oben).

5.3.4 Allgemeine Darstellung von Druckstoßwirkungen auf einfache Objekte; Grenzfälle

Es erscheint zu Beginn erforderlich, das prinzipielle Verhalten von Objekten bei einer Druckstoßbelastung kurz zu erläutern. Dabei soll von einem einfachen System, dem Einmassenschwinger ausgegangen werden: Die vorliegenden Plattensysteme lassen sich in Annäherung auf ein solches idealisiertes Objekt reduzieren.

Die Beanspruchung bei der Druckstoßbelastung erfolgt dynamisch.

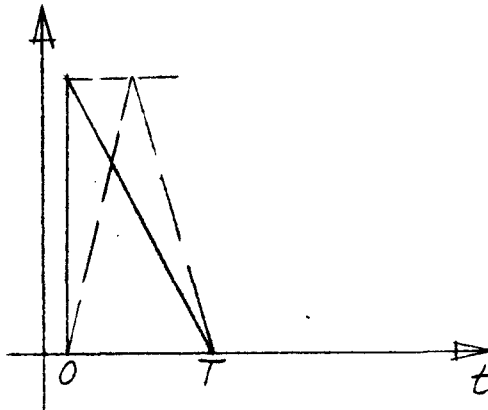
Die Wirkungen herkömmlicher und atomarer Sprengkörper unterscheiden sich - soweit es die dynamische Lastwirkung betrifft - durch die Dauer der Druckbeaufschlagung. Herkömmliche Sprengkörper üben in der Regel eine Impulsbeanspruchung aus (ein Spitzendruck baut sich außerordentlich schnell auf und fällt etwa ebenso schnell wieder ab). Die Druckwirkung verläuft so schnell, daß das System während der Druckdauer praktisch noch nicht ausgelenkt wird. Für die Verschiebung des Systems ist hierbei das Zeitintegral über den Druckverlauf, der Impuls I_b , maßgebend. Der Impuls ist der Grenzfall für beliebig kurze Druckdauern. Der Impuls erteilt dem System eine Anfangsgeschwindigkeit gemäß dem Impulssatz von \dot{x}_0 .



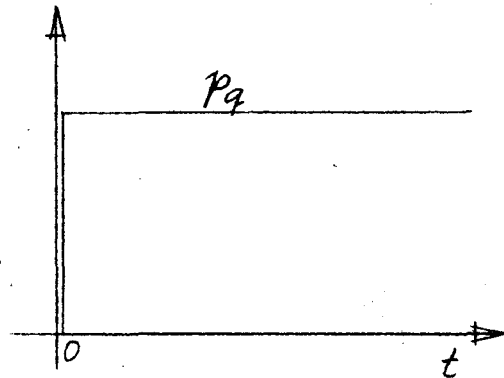
Atomare Waffen bewirken eine mehr oder weniger konstante Druckbelastung über längere Zeit, die wir als "quasistatisch" bezeichnen, wenn der Druck bis zum Zerstörungszeitpunkt als mehr oder weniger konstant angesehen werden kann. Bei der quasistatischen Belastung springt im Gegensatz zur statischen Belastung der Druck zur Zeit $t = 0$ vom Wert $p = 0$ auf einen Wert p_1 und wird dann beibehalten.

Als wesentlich ist noch zu beachten: Ob "quasistatisches" oder sog. "ballistisches" (aus Impulsbelastung) Verhalten eines Objektes vorliegt, hängt - wie erläutert - einmal von der Druckdauer der Druckwelle, zum anderen aber auch von den dynamischen Eigenschaften des Objektes (Kreisfrequenz) ab. Daher ergeben sich zwischen den Extremen quasistatischer und ballistischer Druckbeaufschlagung viele Übergänge zwischen ballistischem und quasistatischem Verhalten - je nach den Eigenschaften des Objektes. Ausgesprochene Impulsbeanspruchungen können bei einer genügend hohen Kreisfrequenz des Objektes durchaus einem quasistatischen Verhalten nahekommen und umgekehrt.

Die dynamischen Lasten werden wie folgt idealisiert wiedergegeben:



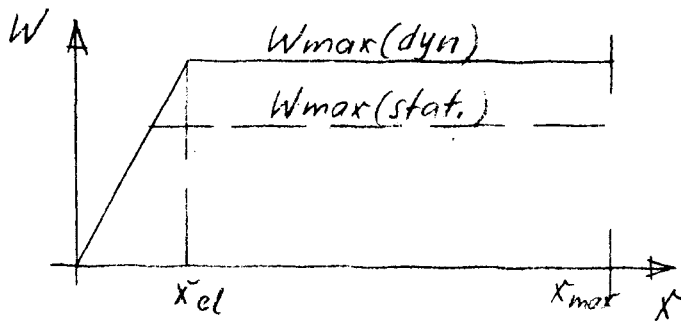
Impulsbelastung



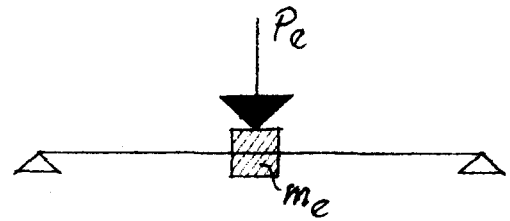
quasistatische Belastung

Das Objekt besitzt gegenüber der äußeren Beanspruchung einen inneren Widerstand W . Für den Baustoff Stahl und Beton läßt sich ein elastisch-plastisches Verhalten angeben; neben einem mehr oder weniger deutlichen elastischen Bereich zeichnen sich diese Baustoffe durch einen anschließenden mehr oder weniger deutlichen plastischen Streckbereich aus. Versuche haben gezeigt, daß die Tragfähigkeit von Stahlbetonbiegegliedern (Balken) in ähnlicher Weise ansteigt wie das Festigkeitsverhalten der Baustoffe Stahl und Beton. Dies dürfte auch für dynamische Lasten zutreffend sein. In erster Linie ist für die Last-Deformations-Charakteristik eines Stahlbeton-Biegegliedes das Spannungs-Dehnungs-Gesetz des Bewehrungsstahles maßgebend (vergl. Anlage 24 a).

Die folgende Skizze zeigt ein idealisiertes Last-Deformations-Diagramm eines normal bewehrten Stahlbetonbiegegliedes; über die Größe des maximalen Widerstandes bzw. des elastischen Bereiches wird zunächst noch nichts ausgesagt.



idealisiertes elastisch-
plastisches System



Objekt als Ersatzsystem

Index e: Ersatz(masse)
Ersatz(last)

5.3.4.1 Quasistatische Belastung

Es wird zunächst vorausgesetzt, daß die Rückstellkraft nur von der Auslenkung x abhängig ist (nicht von \dot{x} ; z. B. Erhöhung der Streckgrenze infolge hoher Dehnungsgeschwindigkeit).

Bewegungsgleichung:

$$m\ddot{x} + W(x) = P_q \quad q: \text{quasistatisch}$$

oder

$$\frac{1}{2} m \dot{x}^2 + \int_0^x W_x dx = P_q \cdot x$$

Für die größte Auslenkung $\max x$ muß $\dot{x} = 0$ sein.

Dann ist

$$\int_0^{x_{\max}} W(x) dx = P_q \cdot x_{\max}$$

oder für $x_{\max} > x_{el}$

$$\frac{x_{el} \cdot W_m}{2} + W_m \cdot (x_{\max} - x_{el}) = P_q \cdot x_{\max}$$

$$x_{el} \cdot W_m \left(\frac{x_{max}}{x_{el}} - \frac{1}{2} \right) = P_q x_{max} \quad (1)$$

und

$$\frac{x_{max}}{x_{el}} = \frac{1}{2 (1 - P_q / W_m)} \quad (2)$$

W_m entspricht einem statischen Zerstörungsdruck p_* .¹⁾

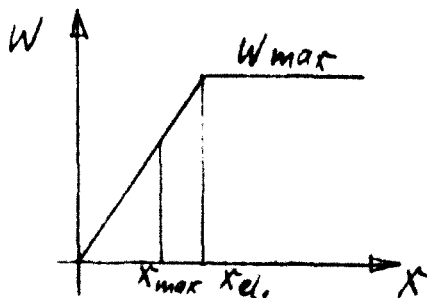
P_q entspricht einem quasistatischen Druck p_q .

Dann ist nach (1)

$$\frac{p_q}{p_*} = 1 - \frac{1}{2} \frac{x_{elast}}{x_{max}}$$

Fall $x_{max} < x_{el}$:

Gleichung (2) setzt voraus, daß die maximale Auslenkung größer oder gleich der elastischen ist. Für den Fall, daß die elastische Auslenkung nicht erreicht wird, ist zu setzen



$$W_m \cdot \frac{x_{max}}{x_{el}} \cdot \frac{x_{max}}{2} = P_q \cdot x_{max}$$

oder

$$\frac{x_{max}}{x_{el}} = \frac{P_q \cdot 2}{W_m} \quad (3)$$

Für einen statischen Zerstörungsdruck p_* erhält man:

$$\frac{P_q}{p_*} \cdot 1) = \frac{1}{2} \frac{x_{max}}{x_{el}} \quad (4)$$

1) Für p_* ist der entsprechend der erhöhten (dynamischen) Streckgrenze maßgebende Wert einzusetzen.

5.3.4.2 Impulsbelastung

Voraussetzung: $W_{(x)}$ hängt nicht von \dot{x} ab.

Bewegungsgleichung:

$$m\ddot{x} + W_{(x)} = 0$$

$$\text{für } t = 0, x = 0 \text{ und } \dot{x} = \dot{x}_0 = \frac{J_b}{m}$$

J_b : gesamter, auf die Fläche auftreffender Impuls

ist

$$\frac{1}{2} m \dot{x}^2 - \frac{1}{2} m \dot{x}_0^2 + \int_0^x W_{(x)} dx = 0$$

Für den maximalen Ausschlag muß wieder sein: $\dot{x} = 0$

$$\int_0^{x_{\max}} W_{(x)} dx = \frac{1}{2} m \frac{J_b^2}{m^2} = \frac{J_b^2}{2m}$$

a) verbleibt das Objekt im elastischen Bereich, dann ist:

$$\int_0^{x_{\max}} W_{(x)} dx = \frac{J_b^2}{2m} = \frac{W_{\max} \cdot x_{\max}^2}{x_{el} \cdot 2}$$

$$\frac{W_{\max}^2}{x_{el}^2} x_{\max} \frac{m \cdot x_{el}}{W_m} = J_b^2$$

$$\text{mit } \frac{m \cdot x_{el}}{W_m} = \frac{1}{\bar{\omega}_0^2}; \quad \bar{\omega}_0: \text{Kreisfrequenz des Objektes}$$

ist

$$\frac{x_{\max}}{x_{el}} = \frac{J_b \cdot \bar{\omega}_0}{W_{\max}}; \quad \bar{\omega}_0 = \frac{2\pi}{T_n}$$

T_n : Eigenschwingzeit des Objektes

oder

$$\frac{x_{\max}}{x_{\text{el}}} = \frac{\bar{J}_b \cdot 2\pi}{W_{\max} \cdot T_n} \quad (5)$$

b) Erreicht die Auslenkung den plastischen Bereich, erhält man:

$$\int_0^{x_{\max}} W(x) dx = W_{\max} \cdot x_{\text{el}} \left(\frac{x_{\max}}{x_{\text{el}}} - \frac{1}{2} \right) = \frac{\bar{J}_b^2}{2m}$$

Nach Umformung ergibt sich:

$$\frac{x_{\max}}{x_{\text{el}}} = \frac{1}{2} \left[\left(\frac{2\pi \cdot \bar{J}_b}{T_n \cdot W_{\max}} \right)^2 + 1 \right] \quad (6)$$

Beziehung zwischen Impulsbelastung und statischem

Druck p_* :

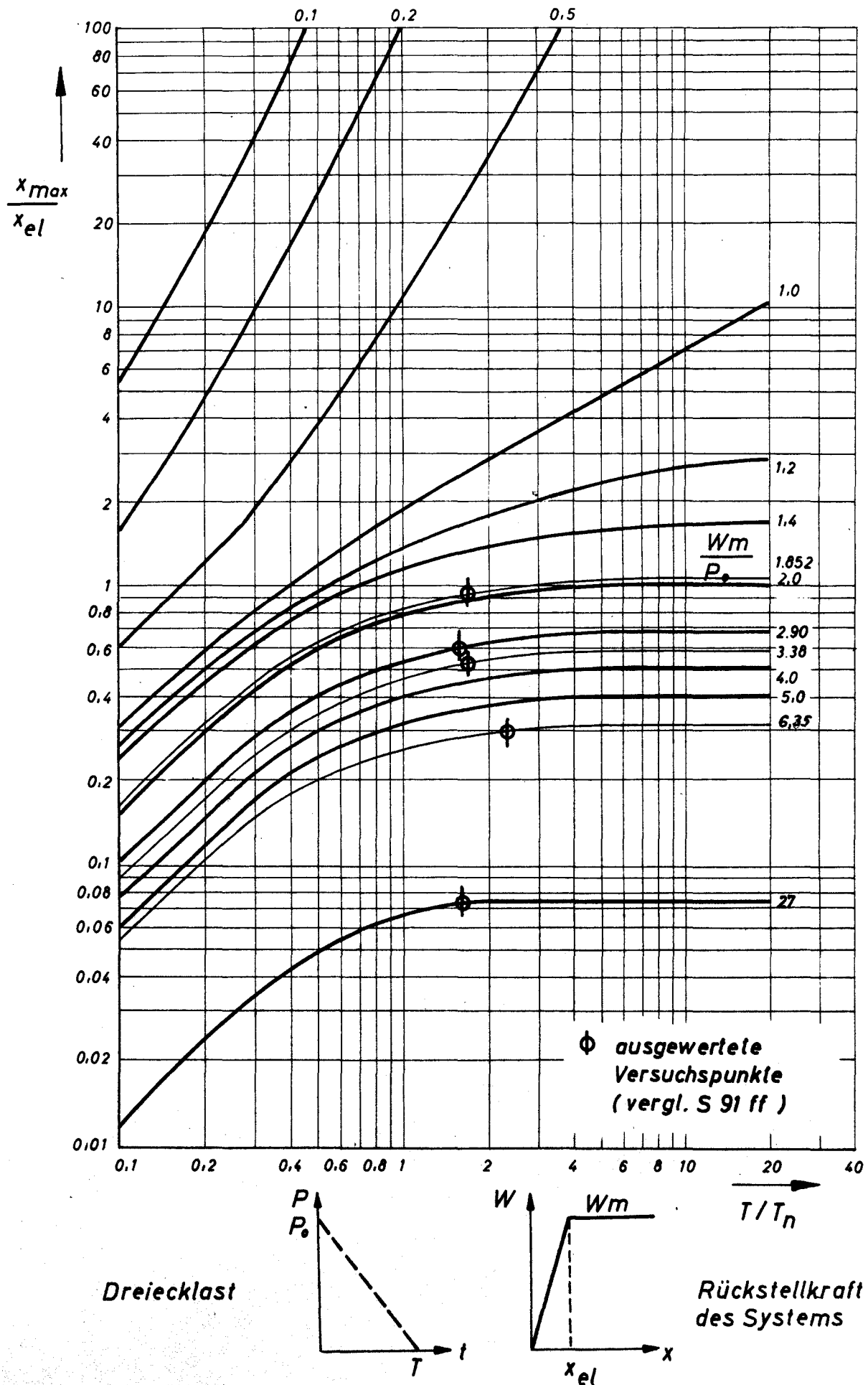
Allgemein erhält man für den Impuls J_b und die quasi-statische Last p_q :

$$\frac{J_b^2 \cdot \bar{\omega}_0^2}{p_*^2} = 2 \frac{p_q}{p_*}$$

Ist das System elastisch-plastisch, dann ist

$$\frac{p_q}{W_m} \cong \frac{p_q}{p_*} = 1 - \frac{x_{\text{el}}}{2 x_{\max}} \quad \text{und}$$

$$\frac{J_b \cdot \bar{\omega}_0}{p_*} = \sqrt{2 - \frac{x_{\text{el}}}{x_{\max}}} \quad (7)$$



Verbleibt das System im elastischen Bereich ($x_{\max} = x_{el}!$), erhält man

$$\frac{J_b \cdot \bar{\omega}_0}{p_* 1)} = 1 \quad (8)$$

Mit diesen Beziehungen sind die Grenzfälle "quasistatischer" Belastung und Impulsbelastung für ein Einmassensystem beschrieben. Als Widerstandsfunktion wurde ein idealisiertes elastisch-plastisches System angenommen.

Kriterien für "quasistatisches" und "ballistisches" Verhalten eines Objektes

Im quasistatischen Fall kommt es allein auf die Größe des Druckes p_q an, bei der Impulsbelastung sind der Impuls sowie die Eigenfrequenz des Objektes maßgebend. Zur Abgrenzung der Grenzfälle ist das Produkt aus der Eigenfrequenz (bei elastisch-plastischem Verhalten die "scheinbare" Eigenfrequenz) und der Zeit T für den Stoßverlauf entscheidend.

$$\bar{\omega}_0 \cdot T \gg 1 \quad \text{quasistatischer Grenzfall}$$

$$\bar{\omega}_0 \cdot T \ll 1 \quad \text{ballistischer Grenzfall}$$

oder

$$\bar{\omega}_0 \cdot T \rightarrow \infty \quad \text{wird} \quad \frac{p}{p_*} \rightarrow \frac{p_q}{p_*}$$

$$\bar{\omega}_0 \cdot T \rightarrow 0 \quad \text{wird} \quad \int_0^{\infty} p dt \rightarrow J_b$$

1) Vergl. Bemerkung S. 57.

Anlage 18 enthält die vollständige Lösung für die Auslenkung eines elastisch-plastischen Systems unter Dreiecks- last (der linke Bereich umfaßt ballistisches Verhalten; Impulsbeanspruchung). Im Bereich der rechts horizontal auslaufenden Kurvenäste kann bereits eine beliebig lange dauernde Lastwirkung T angesetzt werden (quasistatisches Verhalten).

5.3.5 Untersuchung der Deckenplatten

5.3.5.1 System

Die Deckenplatte kann näherungsweise als vierseitig eingespante Rechteckplatte mit Abmessungen von 3,00 x 5,05 m i. L. aufgefaßt werden. Der Einspannungsgrad kann zunächst nicht näher festgelegt werden. Die einspringende Ecke im Bereich der Belüftung stellt für das idealisierte System eine Störung dar.

5.3.5.2 Meßergebnisse

Als Meßergebnisse liegen die im Plattenbereich vorgenommenen Luftdruck- und Erddruckmessungen vor. Die Beanspruchungen der Platte sind über die Verformungsmessungen in der Platte erfaßt (vergl. Anlage 7 a).

Daneben liegen die im Plattenbereich vorgenommenen Beschleunigungsmessungen vor. Nachteilig wirken sich fehlende Wegmessungen für das Plattenfeld aus! Ebenfalls von Nachteil ist der Umstand, daß die Messungen des EMI (Erddruck-, Luftdruck- und Beschleunigungsmessungen) nicht mit den Messungen der BAM (Verformungsmessungen) auf den Oszillografenschrieben erkennbar synchronisiert sind. Die Zuordnung muß daher zunächst nach einem auswertenden Vergleich der einzelnen Schriebe vorgenommen werden.

5.3.5.3 Auswertung

Aus den gemessenen Dehnungswerten kann

1. die Höhe der Beanspruchung abgelesen,
2. mit Einschränkung die Biegelinie (bzw. Biegefläche) der Platte, d. h. auch die maximale Durchsenkung ermittelt werden.

In Relation dazu sind die gemessenen, den Dehnwerten zugeordneten Drücke bzw. Impulse zu setzen. Eine Ermittlung der Wege über die gemessenen Beschleunigungen erscheint kaum durchführbar. Die vorgelegten Beschleunigungsschriebe sind in vielen Fällen nur sehr schwer, d. h. auch unzuverlässig (vergl. Bericht EMI) auswertbar. Es sind hochfrequente Anteile überlagert, die den maßgebenden Beschleunigungsverlauf verzerren. Die erforderlichen Integrationen der Beschleunigungen und Geschwindigkeiten über die Zeit sind sehr fehlerempfindlich.

5.3.5.4 Ermittlung der Durchbiegungen der Plattenfelder

Die Verformungen in einem Querschnitt wurden jeweils durch zwei korrespondierende Dehnungsgeber im Zug- und im Druckbereich ermittelt. Da der Abstand der zugeordneten Geber bekannt ist, läßt sich unmittelbar die Verdrehung des Querschnittes aus der Beziehung $\varphi' = \frac{\varepsilon_0 + \varepsilon_u}{h}$ bestimmen.

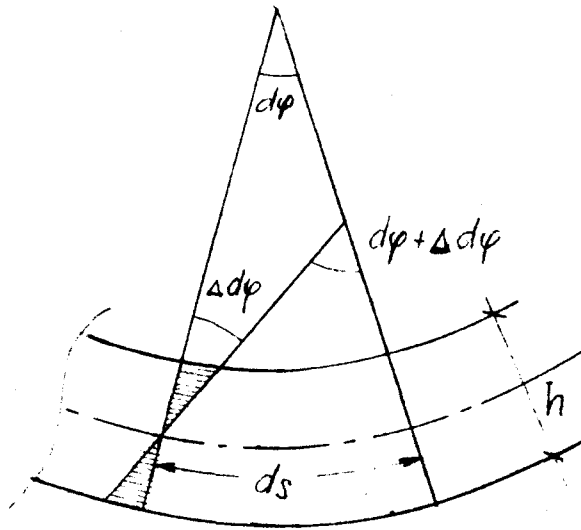
Die Verdrehung des Querschnittes ist proportional zum Moment. Es kann der Verlauf der Verdrehungen der Querschnitte affin zum tatsächlichen Momentenverlauf angenommen werden. Bei Annahme einer Gleichlast auf der Platte erhält man einen Momentenverlauf in Form einer quadratischen Parabel; somit wird der Verlauf der Verdrehungen zwischen zwei Meßstellen (z. B. im Feld und am Auflager) mit einer quadratischen Parabel wiedergegeben.

Es ist allgemein:

$$\frac{\epsilon_0 + \epsilon_u}{h} = \frac{1}{\rho}$$

$$\frac{\Delta d\varphi}{ds} = \frac{1}{\rho} = - \frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{M}{E \cdot J}$$

$$\Delta d\varphi = \frac{M ds}{E \cdot J} = \frac{\epsilon_0 + \epsilon_u}{h} ds$$



Für die Lösung der Formänderungsaufgabe erhält man allgemein:

$$1 \cdot \delta m = \underbrace{\sum \int \bar{M} \Delta d\varphi + \sum \int \bar{N} \Delta s + \sum \int \bar{Q} dv}_{\text{im allg. vernachlässigbar}}$$

im allg. vernachlässigbar

eingesetzt:

$$\begin{aligned} 1 \cdot \delta m &= \sum \int \bar{M} \frac{1}{\rho} ds = \sum \int \bar{M} \frac{\epsilon_0 + \epsilon_u}{h} ds \\ &= \sum \int \bar{M} \varphi' ds \end{aligned}$$

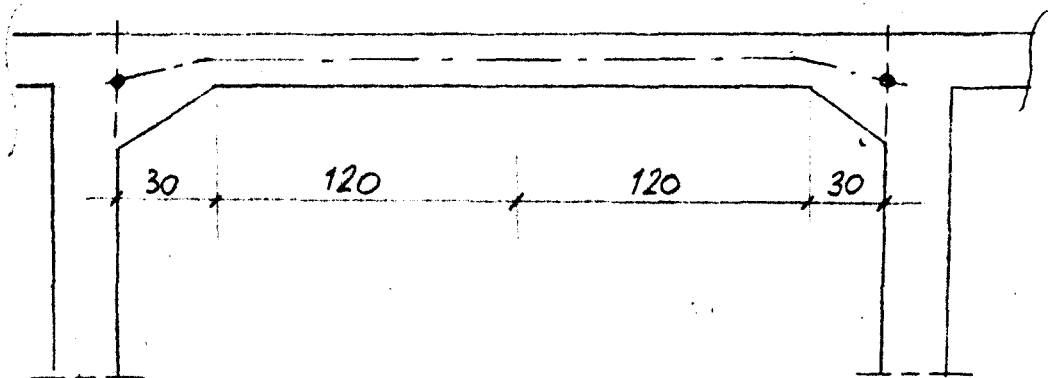
Da die aufgenommenen Dehnwerte in der Platte im wesentlichen den Biegeeinfluß wiedergeben, wird hier lediglich bei der Auswertung für die Formänderung der Momenteneinfluß berücksichtigt. Die Biegeverformungen sind vorherrschend. Die tatsächlichen Wege, d. h. die maximalen Durchbiegungen wurden im Versuch nicht bestimmt. Daher kommt den hier ermittelten Verformungen der Wert zu, Vergleichswerte zu theoretisch ermittelten Auslenkungen der Platte zu erhalten.

Die Lage der Meßstellen ist aus Anlage 7 a zu ersehen. Die Meßstellen für die Querschnitte an den seitlichen Einspannbereichen der oberen Deckenplatte wie die Wandplatte liegen

jedoch nicht im Anschnitt der Deckenplatte bzw. der Wandplatte. Daher ist die Parabel für den Krümmungsverlauf entsprechend den vorliegenden Stützverhältnissen zu extrapolieren.

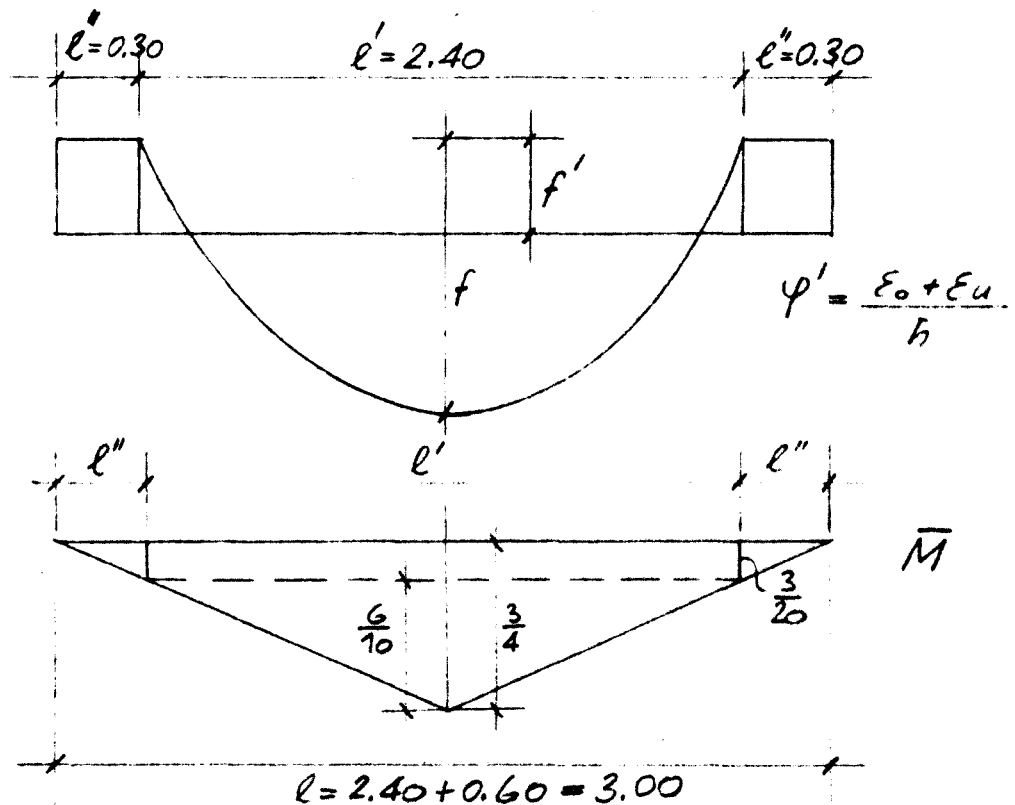
Die Untersuchung erfolgt jeweils für die ungünstigste Stützweite; für vierseitig gelagerte Platten (z. B. Deckenplatten) werden jeweils die Dehnungswerte im Schnitt der kürzesten Stützweite zur Auswertung herangezogen.

Es ist (Schnitt a - A; vergl. Anlage 1,2):



Der Drehpunkt der Platte wird im Querschnitt des Anschnittes angenommen. Da die Dehnungsgeber für den Stützquerschnitt am Beginn der Vouten liegen, ist der Dehnungsverlauf für den Bereich der Voute zu extrapolieren. Nach Überschlagsrechnung ist es zulässig, hier wegen der erhöhten Biegesteifigkeit den Dehnungsverlauf vom Beginn der Voute an als konstant anzunehmen (Näherung!).

Damit erhält man für die Durchbiegung δ in Feldmitte:



$$\int_0^l \bar{M} \varphi' ds = \frac{5}{12} f \cdot \frac{1'^2}{4} - f' \frac{1'^2}{8} + \frac{2}{3} f l' \frac{3}{20} - f' l' \frac{3}{20} - l'' f' \frac{3}{20}$$

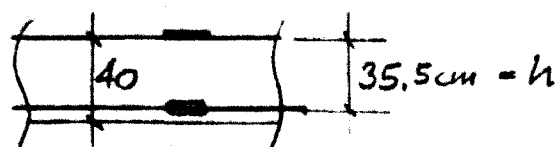
$$\int_0^l \bar{M} \varphi' ds = \left(\frac{10}{12} f - f' \right) \frac{1'^2}{8} + \left(\frac{2}{3} f - f' \right) l' \frac{3}{20} - 0.30 f' \frac{3}{20}$$

eingesetzt, erhält man: (f, f' in $^{\circ}/\infty/m$)

$$\int_0^l \bar{M} \varphi' ds = [0.600 f - 0.720 f' + 0.240 f - 0.405 f'] \cdot 10^{-3}$$

$$\int_0^l \bar{M} \varphi' ds = [0.840 f - 1.125 f'] \cdot 10^{-3} = \delta [m]$$

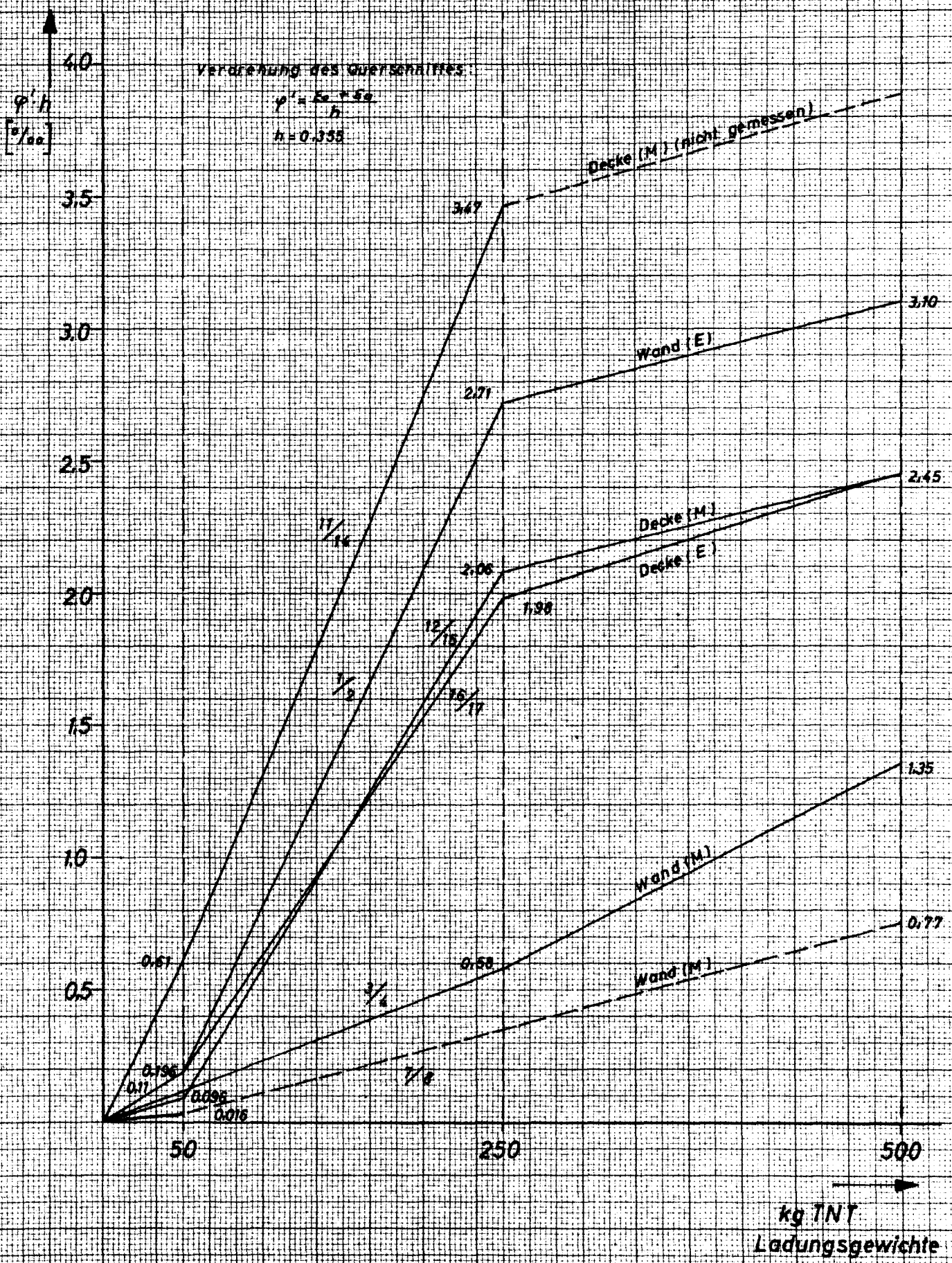
5.3.5.4.1 Ermittlungen der Verdrehungen für Meßquerschnitte
Schutzbau S II, Typ S₁. Dehnungswerte sind den entsprechenden Tabellen des Berichtes der BAM (s. o.) entnommen.



Meß- stelle	Ladung 50 kg		Ladung 250 kg		Ladung 500 kg	
	$\varepsilon[0/00]$	$(\varepsilon_o + \varepsilon_u)$ red.	$\varepsilon[0/00]$	$(\varepsilon_o + \varepsilon_u)$ red.	$\varepsilon[0/00]$	$(\varepsilon_o + \varepsilon_u)$ red.
11 B	+ 0,430	0,61	+ 2,25	3,47	>2,25 geschätzt	4,5 ?
14	- 0,182		- 1,22		- 2,25	
12 B	+ 0,023	0,093	+ 1,68	2,06	+ 1,80	2,45
15	- 0,070		- 0,38		+ 0,65	
17 B	+ 0,097	0,184; $h_{\text{vorh.}} = 40 \text{ cm}$	+ 1,60	2,02; $h_{\text{vorh.}} = 40 \text{ cm}$	+ 2,25	2,45; $h_{\text{vorh.}} = 40 \text{ cm}$
16	- 0,110		- 0,68		- 0,50	
18	- 0,073		- 0,55		- 2,4	
-						
1 B	+ 0,046	0,196	+ 1,28	2,71	(+1,65) angepaßt	3,10
2	- 0,150		- 1,43		- 1,54	
3	+ 0,010	0,110; $h_{\text{vorh.}} = 27,5 \text{ cm}$	- 0,17	0,58; $h_{\text{vorh.}} = 27,5 \text{ cm}$	+ 0,25	1,35; $h_{\text{vorh.}} = 27,5 \text{ cm}$
4 B	- 0,075		- 0,62		- 0,80	
7 B	+ 0,010	0,0156	+ 0,64 ?	0,75 ?	+ 0,79 ?	0,77
8	+ 0,021		+ 0,11 ?		+ 0,25 ?	

Die Verdrehungen φ erhielt man, indem alle Werte für $(\varepsilon_o + \varepsilon_u)$ red durch $h = 35,5 \text{ cm}$ dividiert werden. Bei abweichendem h (vergl. oben) sind die Werte $\varepsilon_o + \varepsilon_u$ reduziert worden.

B: Dehnungsgeber an der Bewehrung (Zugseite)



Institut
für Baustoffkunde
und Stahlbetonbau
TH Braunschweig

Verdrehung für Meßstellen aus
frei. Ladungen für S_7 (Stl)

Anlage: 19

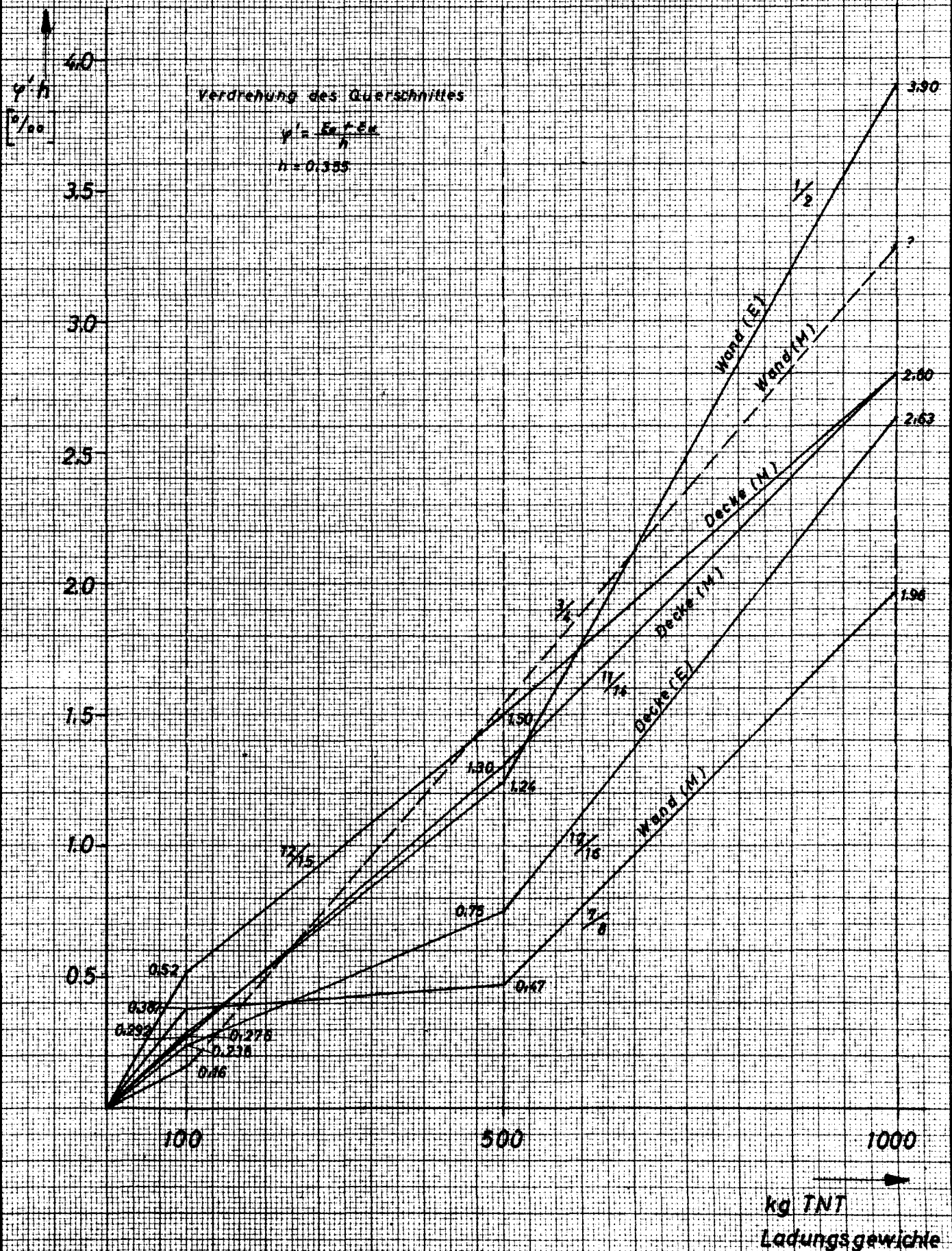
5.3.5.4.2 Ermittlung der Verdrehungen für Meßquerschnitte am Schutzbau S I, Typ Sg. Dehnungswerte aus entsprechenden Aufzeichnungen der BAM (s. o.)



Meß- stelle	Ladung 100 kg		Ladung 500 kg		Ladung 1000 kg	
	$\varepsilon [0/00]$	$(\varepsilon_o + \varepsilon_u)_{\text{red.}}$	$\varepsilon [0/00]$	$(\varepsilon_o + \varepsilon_u)_{\text{red.}}$	$\varepsilon [0/00]$	$(\varepsilon_o + \varepsilon_u)_{\text{red.}}$
11 B	+ 0,066	0,276	+ 1,00	- (1,50) geschätzt	+ 1,95	2,80 angepaßt
14	- 0,210		-		-	
12 B	+ 0,450	0,520	+ 1,20	1,50	+ 1,95	2,80
15	- 0,070		- 0,30		- 0,85	
17 B	+ 0,032	0,237; $h_{\text{vorh.}} =$ 60 cm	+ 0,10	0,75; $h_{\text{vorh.}} =$ 60 cm	+ 0,80	2,63; $h_{\text{vorh.}} =$ 60 cm
16	- 0,220		- 0,70		- 2,00	
18	+ 0,038		- 0,06		- 2,10	
1 B	+ 0,038	0,292; $h_{\text{vorh.}} =$ 55 cm	+ 0,40	1,24; $h_{\text{vorh.}} =$ 55 cm	+ 2,05	4,01; $h_{\text{vorh.}} =$ 55 cm
2	- 0,245		- 0,80		- 1,85 angepaßt	
3	+ 0,039	0,160; $h_{\text{vorh.}} =$ 44,5 cm	+ 0,30	-	+ 1,85	3,30; $h_{\text{vorh.}} =$ 44,5 cm
4 B	- 0,090		-		- 0,70	
7 B	+ 0,014	0,378; $h_{\text{vorh.}} =$ 42 cm	0	0,47; $h_{\text{vorh.}} =$ 42 cm	+ 0,95	1,96; $h_{\text{vorh.}} =$ 42 cm
8	+ 0,295		+ 0,35		+ 2,40	

Verdrehungen φ erhält man durch Division der Werte $(\varepsilon_o + \varepsilon_u)_{\text{red.}}$ mit $h = 56,5$ cm. Bei abweichendem h sind die Werte $\varepsilon_o + \varepsilon_u$ reduziert worden.

B: Dehnungsgeber an der Bewehrung (Zugseite).

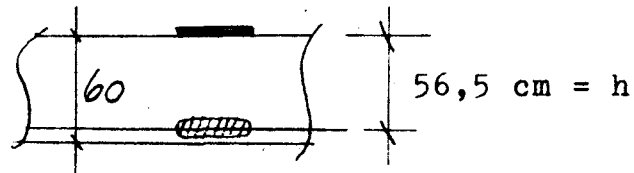


**Institut
für Baustoffkunde
und Stahlbetonbau
TH Braunschweig**

Verdrehung für Meßstellen aus
freih. Ladungen für $S_9(SI)$

Anlage: 20

5.3.5.4.3 Ermittlung der Verdrehungen für Meßquerschnitte am Schutzbau S III, Typ S₉; Dehnungswerte aus entsprechenden Aufzeichnungen der BAM (s. o.)



Meß- stelle	Ladung 100 kg		Ladung 500 kg	
	$\varepsilon[0/00]$	$(\varepsilon_o + \varepsilon_u)_{\text{red.}}$	$\varepsilon[0/00]$	$(\varepsilon_o + \varepsilon_u)_{\text{red.}}$
11 B	+ 0,085	0,180	+ 1,35	2,13
14	- 0,095		- 0,78	
17 B	+ 0,040	0,0705; $h_{\text{vorh.}} = 60 \text{ cm}$	+ 1,85	2,04; $h_{\text{vorh.}} = 60 \text{ cm}$
16	- 0,035		- 0,32	

Verdrehungen φ' erhält man durch Division der Werte $(\varepsilon_o + \varepsilon_u)_{\text{red.}}$ mit $h = 56,5 \text{ cm}$. Bei abweichendem h sind die Werte $\varepsilon_o + \varepsilon_u$ reduziert.

B: Dehnungsgeber an der Bewehrung

5.3.5.4.4 Durchbiegung in Feldmitte für S-Bau II (S₁) infolge aufgehängter Ladungen:

1. Ladung 50 kg; frei aufgehängt:

$$\text{Feld: } h \cdot \varphi' = 0,61 \cdot 10^{-3}; \quad \varphi' = 1,695 \cdot 10^{-3}$$

$$\text{Stütze: } h \cdot \varphi' = 0,184 \cdot 10^{-3}; \quad \varphi' = 0,515 \cdot 10^{-3}$$

$$f = (1,695 + 0,515) \cdot 10^{-3} = 2,210 \cdot 10^{-3}; \quad f' = 0,515 \cdot 10^{-3}$$

$$\delta = (0,84 \cdot 2,210 - 1,125 \cdot 0,515) \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$\delta = 1,858 - 0,580 = \underline{\underline{1,278 \text{ mm}}}$$

2. Ladung 250 kg; frei aufgehängt

$$\text{Feld: } h \cdot \varphi' = 3,47 \cdot 10^{-3}; \quad \varphi' = 9,650 \cdot 10^{-3}$$

$$\text{Stütze: } h \cdot \varphi' = 2,02 \cdot 10^{-3}; \quad \varphi' = 5,700 \cdot 10^{-3}$$

$$f = (9,650 + 5,700) \cdot 10^{-3} = 15,35 \cdot 10^{-3}; \quad f' = 5,70 \cdot 10^{-3}$$

$$= (0,84 \cdot 15,35 - 1,125 \cdot 5,70) \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$= 12,90 - 6,42 = \underline{6,48 \text{ mm}}$$

3. Ladung 500 kg; frei aufgehängt

$$\text{Feld: } h \cdot \varphi' = 4,50 \cdot 10^{-3}; \quad \varphi' = 12,50 \cdot 10^{-3}$$

$$\text{Stütze: } h \cdot \varphi' = 2,45 \cdot 10^{-3}; \quad \varphi' = 6,90 \cdot 10^{-3}$$

$$f = (12,50 + 6,90) \cdot 10^{-3} = 19,40 \cdot 10^{-3}; \quad f' = 6,90 \cdot 10^{-3}$$

$$\delta = (0,84 \cdot 19,40 - 1,125 \cdot 6,90) \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$\delta = 16,30 - 7,78 = \underline{8,52 \text{ mm}}$$

5.3.5.4.5 Durchbiegung in Feldmitte für S-Bau I (S_g) infolge aufgehängter Ladungen

1. Ladung 100 kg, frei aufgehängt.

$$\text{Feld: } h \cdot \varphi' = 0,276 \cdot 10^{-3}; \quad \varphi' = 0,493 \cdot 10^{-3}$$

$$\text{Stütze: } h \cdot \varphi' = 0,237 \cdot 10^{-3}; \quad \varphi' = 0,420 \cdot 10^{-3}$$

$$f = 0,493 + 0,420 = 0,913 \cdot 10^{-3}; \quad f' = 0,420 \cdot 10^{-3}$$

$$\delta = (0,84 \cdot 0,913 - 1,125 \cdot 0,42) \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$\delta = 0,768 - 0,473 = \underline{0,295 \text{ mm}}$$

2. Ladung 500 kg; frei aufgehängt:

$$\text{Feld: } h \cdot \varphi' = 1,50 \cdot 10^{-3}; \quad \varphi' = 2,68 \cdot 10^{-3}$$

$$\text{Stütze: } h \cdot \varphi' = 0,75 \cdot 10^{-3}; \quad \varphi' = 1,335 \cdot 10^{-3}$$

$$f = (2,680 + 1,335) \cdot 10^{-3} = 4,015 \cdot 10^{-3}; \quad f' = 1,335 \cdot 10^{-3}$$

$$\delta = (0,84 \cdot 4,02 - 1,125 \cdot 1,335) \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$\delta = 3,38 - 1,50 = \underline{1,88 \text{ mm}}$$

3. Ladung 1000 kg; frei aufgehängt

$$\text{Feld: } h \cdot \varphi' = 2,80 \cdot 10^{-3}; \quad \varphi' = 5,00 \cdot 10^{-3}$$

$$\text{Stütze: } h \cdot \varphi' = 2,63 \cdot 10^{-3}; \quad \varphi' = 4,65 \cdot 10^{-3}$$

$$f = (5,00 + 4,65) \cdot 10^{-3} = 9,65 \cdot 10^{-3}; \quad f' = 4,65 \cdot 10^{-3}$$

$$\delta = (0,84 \cdot 9,65 - 1,125 \cdot 4,65) \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$\delta = 8,11 - 5,23 = \underline{2,88 \text{ mm}}$$

5.3.5.4.6 Durchbiegungen in Feldmitte für S-Bau III (S_9)
infolge aufgehängter Ladungen:

1. Ladung 100 kg; frei aufgehängt:

$$\text{Feld: } h \cdot \varphi' = 0,180 \cdot 10^{-3}; \quad \varphi' = 0,382 \cdot 10^{-3}$$

$$\text{Stütze: } h \cdot \varphi' = 0,0705 \cdot 10^{-3}; \quad \varphi' = 0,125 \cdot 10^{-3}$$

$$f = (0,382 + 0,125) \cdot 10^{-3} = 0,447 \cdot 10^{-3}; \quad f' = 0,125 \cdot 10^{-3}$$

$$\delta = (0,84 \cdot 0,447 - 1,125 \cdot 0,125) \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$\delta = 0,376 - 0,140 = \underline{0,236 \text{ mm}}$$

2. Ladung 500 kg; frei aufgehängt:

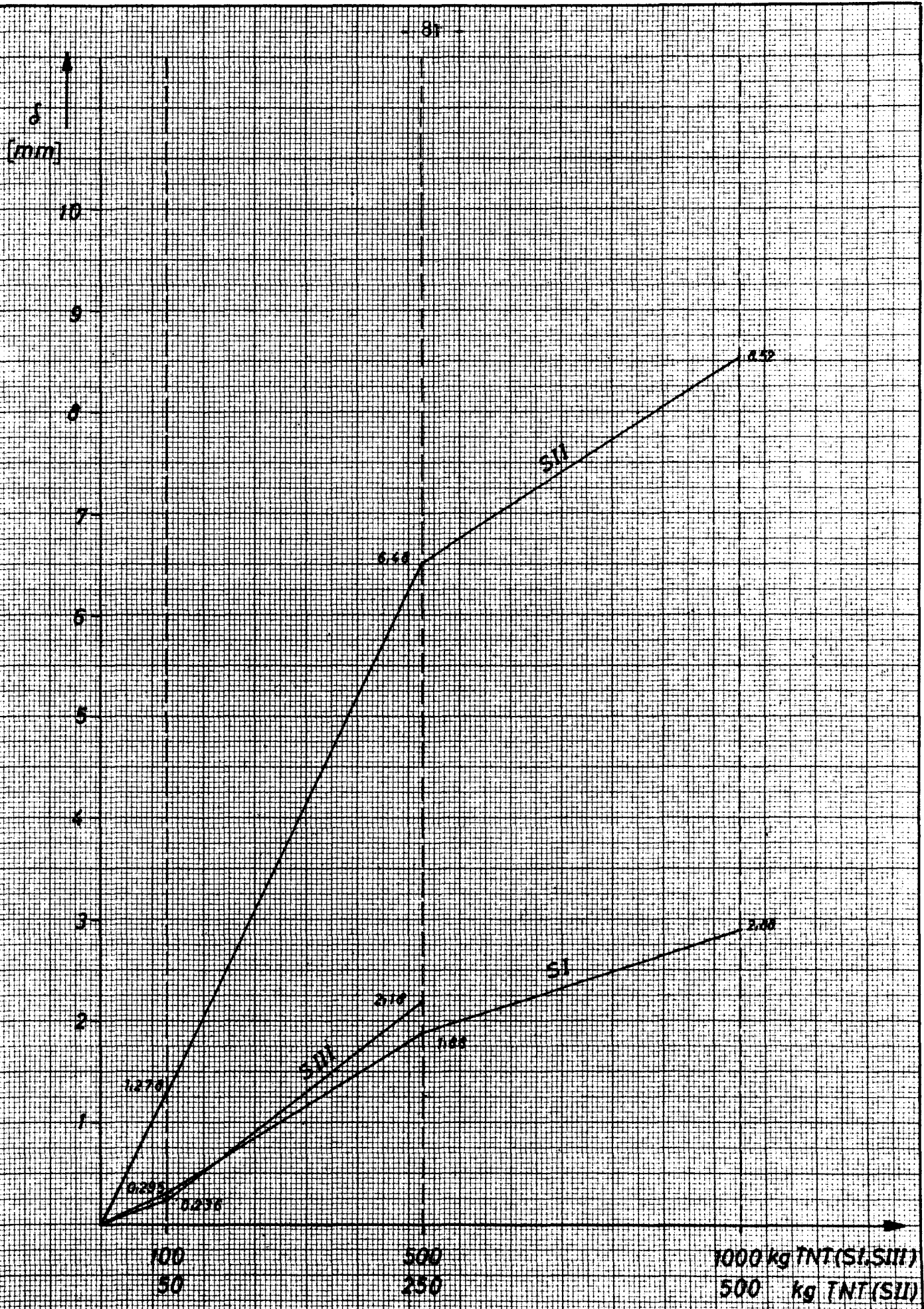
$$\text{Feld: } h \cdot \varphi' = 2,13 \cdot 10^{-3}; \quad \varphi' = 3,810 \cdot 10^{-3}$$

$$\text{Stütze: } h \cdot \varphi' = 2,04 \cdot 10^{-3}; \quad \varphi' = 3,620 \cdot 10^{-3}$$

$$f = (3,81 + 3,62) \cdot 10^{-3} = 7,43 \cdot 10^{-3}; \quad f' = 3,62 \cdot 10^{-3}$$

$$\delta = (0,84 \cdot 7,43 - 1,125 \cdot 3,62) \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$\delta = 6,25 - 4,07 = \underline{2,18 \text{ mm}}$$



Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau H. Braunschweig	Durchbiegungen Feldmitte - Decke für freihängende Ladungen S _I und S _g (SII u. SI, SIII)	Anlage : 21
---	--	-------------

5.3.5.5 Diskussion der errechneten Durchbiegungen

Die Nachrechnung ist lediglich als Näherung zu betrachten. Zu berücksichtigen sind die Besonderheiten der Belastung und Störungsempfindlichkeit der Messung. Des weiteren wurden bei der Auswertung einige Annahmen (vergl. oben) getroffen. Die Auftragung der Durchbiegungen über den Ladungsgewichten zeigt für den Schutzbau S III und S I (S_9) praktisch linearen Verlauf (Anlage 21).

Für den Schutzbau S II liegt für die Ladungen bis 250 kg in etwa lineares Verhalten vor (Anlage 21), darüberhinaus knickt die Kurve ab (vergl. auch die Aufzeichnungen der Verdrehungen über den Ladungsgewichten; hierbei tritt der Knick noch stärker in Erscheinung).

Die Auftragungen der Durchbiegungen über den Impulsen zeigen die Anlagen 29 und 31. Hierbei bleibt der charakteristische Verlauf in etwa erhalten, da in Näherung Proportionalität zwischen den Drücken und den zugehörigen Impulsen vorliegt. Der Knick für S-Bau II ist weniger stark ausgeprägt. Auffallend ist, daß beim S-Bau III und I (S_9) bei der kleinsten Ladungsmenge (100 kg TNT) offenbar gegenüber dem proportionalen Verlauf eine geringe Auslenkung auftritt. Möglicherweise liegt hier noch der ungerissene Zustand des Stahlbetonquerschnittes (Zustand I) vor.

Nimmt man an, daß sich Objekt und Belastung im "ballistischen" Bereich befinden und die Auslenkungen sich noch mehr oder weniger im elastischen Bereich halten, dann liegt tatsächlich Proportionalität zwischen Auslenkung und Impuls vor (vergl. Gl. (5)).

Hierbei sind allerdings für das Objekt gleichbleibende dynamische Eigenschaften vorausgesetzt (Eigenschwingzeit T_n bzw. Federkonstante k). Im unteren Bereich der Beanspruchung (hier 100-kg-Ladung) wird aber noch eine höhere Federkonstante vorliegen. Dies könnte den beim S-Bau III und I beobachteten Effekt erklären (vergl. oben). Die geringen Dehn-

werte - Feldmitte, Zuggeber (Meßstelle 1) : + 0,066 ‰;
(ca. 30 kg Betonspannung) - zeigen, daß der Beton im Zugbereich noch ungerissen sein dürfte. Daher wäre hier eine etwa doppelt so hohe Federkonstante wie für den gerissenen Querschnitt anzusetzen.

Zu den errechneten Werten für die Durchbiegungen ist noch zu bemerken:

Die tatsächlichen Auslenkungen gegenüber der Ausgangslage (vor Versuchsbeginn) werden größer sein, da nach den jeweiligen vorausgegangenen Versuchen im höheren Beanspruchungsbereich z. T. plastische Verformungsanteile zurückgeblieben sind, d.h. daß die Platte bereits eine gewisse Vorverformung aufwies. Die Dehnungsmessungen selbst zeigen allerdings nur die jeweiligen Verformungen einer Ansprengung; dadurch werden in Näherung Vorverformungen und dergl. eliminiert. Vernachlässigt man eine Schwächung der Platte durch vorangegangene Ansprengungen (d. h. insbesondere eine Änderung ihres dynamischen Verhaltens), dann dürften mit Einschränkungen zumindest für den Zustand II die Einzelergebnisse einen Zustand in der Art anzeigen, als sei das Objekt nicht vorbelastet gewesen.

Das Rißbild der Deckenplatten (vergl. Bildanlagen) im Zustand nach einer Versuchsreihe läßt höhere Auslenkungen der Platten vermuten (vergl. oben).

Zu dem am Schutzbau II beobachteten Effekt bei der 500-kg-Ladung (Abknicken der Kurven) ist zu bemerken, daß hier möglicherweise eine teilweise Lastabtragung über Normalkräfte in der Platte (Seilwirkung) erfolgte (vergl. auch Meßstelle 17/16). Aus der vorangegangenen Ansprengung (250 kg TNT) sind nach den Verformungsschrieben plastische Verformungen zurückgeblieben; zum anderen wird bereits eine gewisse Gelenkwirkung im Bereich des Hauptrisses (vergl. Bildanlage) vorliegen.

5.3.5.6 Abgrenzung des elastischen Bereiches

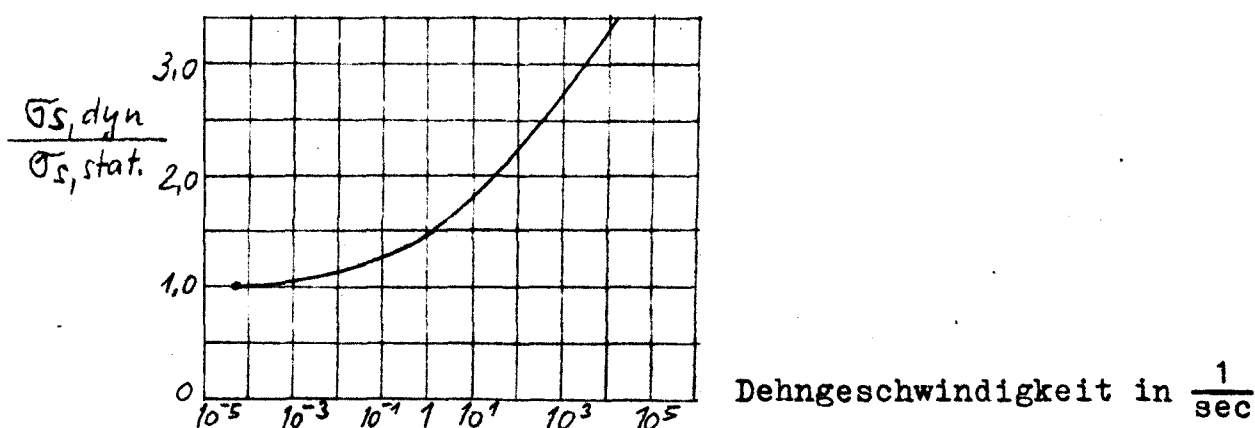
Das Verhalten des Objektes läßt sich theoretisch nur näher beschreiben, wenn seine Elastizitätsgrenze näher festgelegt werden kann.

Ein Stahlbetonbauteil wird sich ähnlich wie ein elastisch-plastisches System verhalten (vergl. oben und Anlage 24 a). Die Baustoffe Stahl und Beton zeichnen sich durch einen mehr oder weniger deutlichen elastischen Anteil und durch einen mehr oder weniger großen Streckbereich in der Spannungs-Dehnungskurve aus.

5.3.5.6.1 Stahl:

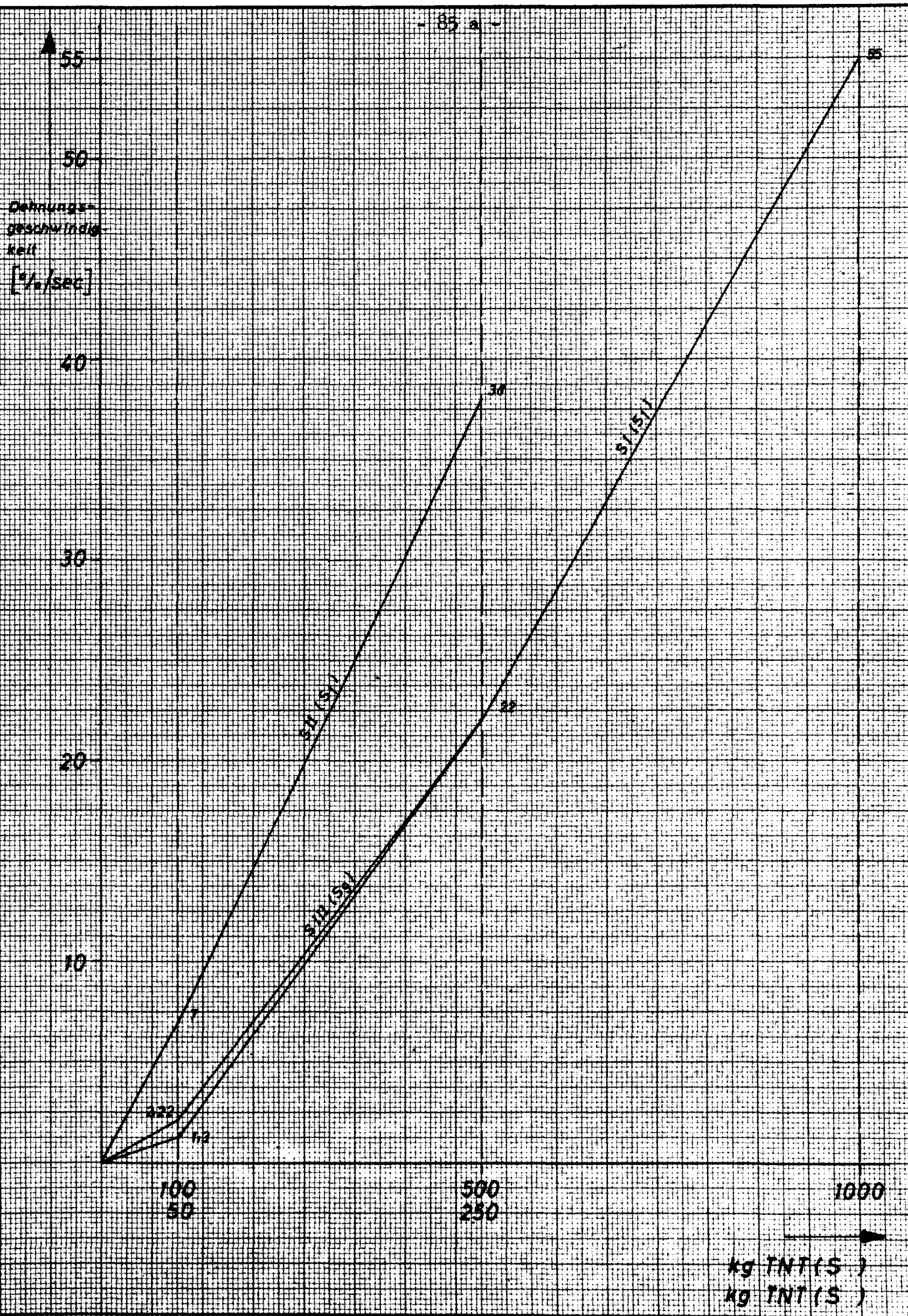
Für alle Schutzbauten wurde Betonstahl I verwendet. Leider gingen die vom eingebauten Stahl zurückgelegten Proben an der Baustelle verloren. Die Stahleigenschaften sind allerdings in gewissen Grenzen einigermaßen zuverlässig gewährleistet, so daß die für Stahl I angegebenen Werte zugrundegelegt werden können.

Mindeststreckgrenze (gemäß DIN 1045) : 2200 kg/cm^2 , eine effektive Streckgrenze wird mit 2400 kg/cm^2 angesetzt.



Fließgrenzenerhöhung in Abhängigkeit von der Dehngeschwindigkeit für "geglühte", niedriggekohte Flußstähle.

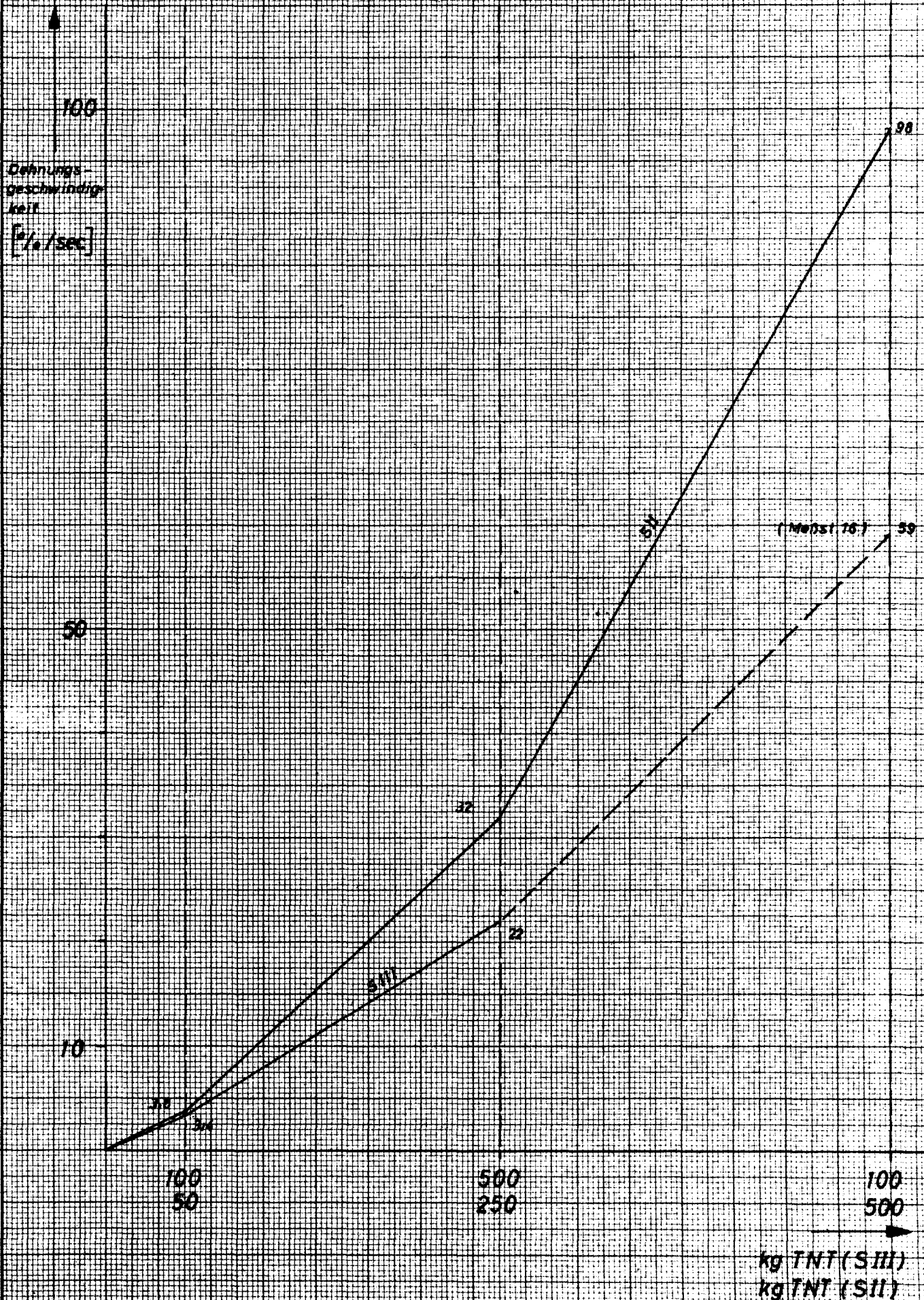
Entnommen aus: Handbuch der Werkstoffprüfung,
Teil 2, Metallische Werkstoffe.



Institut
für Baustoffkunde
und Stahlbetonbau
Prof. Dr. Greusschweig

Dehnungsgeschwindigkeit am Stahl
in Deckenmitte (Meßstelle II)
bei aufgehängten Ladungen

Anlage 22



Institut
für Baustoffkunde
und Stahlbetonbau
H. Braunschweig

Dehnungsgeschwindigkeit des Betons
in Deckenmitte (Messstelle 16)
bei aufgehängten Ladungen (SII, SIII)

Anlage 23

Bei höheren Dehnungsgeschwindigkeiten (ca. $> 0,01$ %/sec) erfährt das Material eine Festigkeitserhöhung. Auch die Streckgrenze wird entsprechend angehoben. Dieser Effekt beruht auf einer Umordnung im Kristallgitter bei höheren Spannungen; diese Umordnungen erfordern jedoch Zeit. Die Dehnungsgeschwindigkeiten wären im Einzelfalle zu überprüfen. Wie die Auswertung der BAM (s. o. Bericht, Teil I, Seite 40) zeigt, liegen die Dehnungsgeschwindigkeiten für aufgelegte Ladungen zwischen 0,2 und ca. 18 %/sec.

In Anlage 22 sind für den Bewehrungsstahl in Deckenmitte (Meßstelle 11) die Dehnungsgeschwindigkeiten in Abhängigkeit von den Ladungsgewichten ausgewertet. Die Dehnungsgeschwindigkeiten variieren beträchtlich.

Nach dem Handbuch für Werkstoffprüfung, Teil 2, "Metallische Werkstoffe" erhält man folgende Streckgrenzenerhöhungen in Abhängigkeit von den Dehnungsgeschwindigkeiten:

für S_{II} (250 kg TNT; $\dot{\epsilon} = 38$ %/sec): ca. 40 %
für $S_{III,I}$ (500 kg TNT; $\dot{\epsilon} = 22$ %/sec): ca. 35 %
(1000 kg TNT; $\dot{\epsilon} = 55$ %/sec): ca. 45 %

Damit ist zu setzen:

für S_{II} (250 kg TNT) $\epsilon_{s,dyn} \approx \frac{2400 \cdot 1,40}{2,1 \cdot 126} = 1,60$ o/oo
für $S_{III,I}$ (500 kg TNT) $\epsilon_{s,dyn} \approx \frac{2400 \cdot 1,35}{2,1 \cdot 126} = 1,55$ o/oo
(1000 kg TNT) $\epsilon_{s,dyn} \approx \frac{2400 \cdot 1,45}{2,1 \cdot 126} = 1,66$ o/oo

5.3.5.6.2 Beton:

Verhältnismäßig schwieriger ist der elastische Bereich der Arbeitslinie für den Beton abzugrenzen. σ - ϵ -Linien für höherwertige Betone (vergl. Heft 120 DAfSt.) an mittig gedrückten Prismen wie auch in den Anlagen 25 - 28 dargestellten Spannungs-Dehnungs-Diagramme (mittig gedrückte Prismen) zeigen, daß man in grober Näherung bis etwa 1 o/oo Stauchung den elastischen Bereich abgrenzen kann. In Anlage 23 sind

für den Beton in Deckenmitte (Meßstelle 14) die Dehngeschwindigkeiten aufgetragen. Die Dehngeschwindigkeiten entsprechen praktisch denen des Stahles bei vergleichbaren Laststufen.

Die Erhöhung des elastischen Bereiches wird proportional zu einer "dynamischen" Erhöhung der Druckfestigkeit angenommen.

Nach dem Handbuch des US-Ingenieur-Korps EM 1110-345-414

"Materialfestigkeiten und Konstruktionselemente" ergeben sich folgende Erhöhungsfaktoren:

für S_{II}	(250 kg TNT; $\dot{\epsilon} = 32 \text{ \%/sec}$)	ca. 30 %
	(500 kg TNT; $\dot{\epsilon} = 98 \text{ \%/sec}$)	ca. 40 %
für S_{III}	(500 kg TNT; $\dot{\epsilon} = 22 \text{ \%/sec}$)	ca. 30 %
	(1000 kg TNT; $\dot{\epsilon} = 59 \text{ \%/sec}$)	ca. 35 %.

Damit kann man i. M. mit einer "dynamisch" erhöhten elastischen Dehnung von etwa 1,30 - 1,40 o/oo rechnen.

Die dynamischen Erhöhungsfaktoren zeigen für Stahl und Beton in Näherung gleiche Werte. Die Unterschiede für Beton und Stahl bei einer gleichen Dehnungsgeschwindigkeit $\dot{\epsilon}$ können materialbedingt sein; für die rechnerische Auswertung (vergl. $M - \varphi'$ - Diagramm) wird ein gemittelter dynamischer Erhöhungsfaktor angesetzt.

5.3.5.6.3 Schutzbau II (S_1):

Mit der 250 kg-Ladung ist die Elastizitätsgrenze in Feldmitte überschritten, in allen anderen Querschnitten praktisch erreicht (Vergleich mit Meßergebnissen, Meßstelle 11/14). Eine weitere Ladungserhöhung führt zu Beanspruchungen im elastisch-plastischen Bereich bzw. im rein plastischen Bereich. Die Beanspruchung der 500 kg-Ladung liegt praktisch im Übergang vom elastisch-plastischen zum plastischen Bereich. Die Platte besitzt jedoch noch eine innere Rückstellkraft (vergl. Meßstelle 11/14, 16/17).

5.3.5.6.4 Schutzbau III,I (S_9):

Mit der 1000 kg-Ladung ist die Elastizitätsgrenze des Feldquerschnittes erreicht (vergl. Anlage 24a und Seite 103). (Meßstelle 16 zeigt allerdings höhere Betondehnungen als $\epsilon_{b,el}$ an.)

Allgemein ist noch zu bemerken: Die Dehnungsverläufe zeigen häufig bleibende Dehnungen, die als $\epsilon_{plastisch}$ eingetragen sind (vergl. Versuchsbericht der BAM). Diese bleibenden Dehnungsanteile sind jedoch nur in einigen Fällen als plastische Dehnungsanteile aus Beanspruchungen über den elastischen Bereich hinaus zu werten. Selbst im unteren Beanspruchungsbereich sind "plastische" Dehnungen registriert. Die aufgezeichneten bleibenden Dehnungen dürften aus Verschiebungen oder örtlichen Zusatzbeanspruchungen von Beton bzw. Stahl und Geber herrühren.

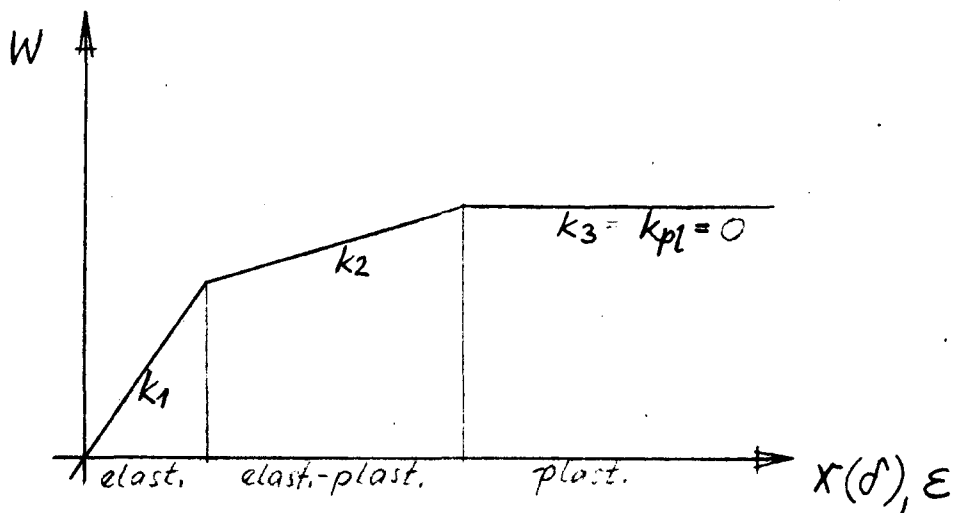
5.3.5.7 Rechnerische Untersuchung der Deckenfelder

Die Untersuchung erfolgt durch die Bestimmung eines statischen Ersatzsystems mit einem Freiheitsgrad. Nach Reduzierung auf das einfache Schwingsystem erfolgt die Nachrechnung wie für ein beliebiges Schwingsystem mit einem Freiheitsgrad. Dieses Verfahren stellt nur eine Näherung dar!

Die getroffenen Annahmen zur Reduzierung auf ein Einmassensystem gründen sich auf die Annahme von Bruchlinien (idealisierte Bruchlinien).

Das Verhalten kreuzweise gespannter Platten kann in ihrem Widerstands-Durchbiegungsverlauf in 3 Bereiche gegliedert werden

1. elastischer Bereich,
2. elasto-plastischer Bereich,
3. plastischer Bereich.



Der elastische Bereich wird bis zur Bildung der ersten Fließmomente (in der Regel entlang des längeren Randes bei Rechteckplatten) angenommen; daran schließt sich der elasto-plastische Bereich an, der bis zur Ausbildung des plastischen Bereiches für alle Bruchlinien gilt.

Zur Ermittlung der Kraft-Auslenkungs-Charakteristik wurden die Faktoren für die Durchbiegung von Platten nach Timoshenko [1] zugrundegelegt. Vergl. dazu Handbuch EM 1110-345-416 des US-Armee Ingenieur-Korps "Bauteile unter dynamischer Belastung".

Allerdings gelten für die von Timoshenko angegebenen Werte folgende Voraussetzungen: Homogenität, Isotropie und elastisches Verhalten des Materiales sowie eine Querkontraktionsziffer $\mu = 0,3$. Es ist in Näherung zulässig, diese Rechenannahmen auf Stahlbetonplatten zu übertragen.

Die Kraft-Auslenkungs-Charakteristik stellt eine Kennlinie des Bauteiles dar. Sie gibt den inneren Widerstand oder die innere Rückstellkraft an, die das Bauteil wieder in seine Gleichgewichtslage zurückbringen will. Bei einer gewissen Auslenkung ist die Rückstellkraft gleich groß der statischen Last, die zur gleichen Auslenkung führt.

Die Nachrechnung wird wie folgt durchgeführt:

1. Aus den Dehnungsmessungen kann ein Aufschluß über die Momentenverteilung in einem Schnitt in der kurzen Platten-spannweite der Deckenplatte gewonnen werden. Damit können angenäherte Aussagen über den Einspanngrad der Platte in dieser Schnittrichtung gemacht werden. Vorausgesetzt wird eine flächige und quasi gleichzeitige Beaufschlagung in diesem Deckenbereich.
Im allgemeinen Fall muß die Kenntnis des statischen Systems vorausgesetzt werden.
2. Das System wird durch einen Einmassenschwinger ersetzt, die Federsteifigkeiten können aus Tabellen des Handbuches "Bauteile unter dynamischer Belastung" (vergl. oben) abgeschätzt werden. Sie sind - wie Vergleichswerte aus Nachrechnungen über Meßergebnisse zeigen - einigermaßen genau zutreffend. Hierbei gehen die "statischen Werte" des Bauteiles in Form der Biegesteifigkeit $E \cdot J$ in die Rechnung ein.
3. Eine dynamische Rechnung ergibt ein Verschiebungsmaß $\frac{x_{\max}}{x_{el}}$.
Unter der Voraussetzung, daß man den Beanspruchungsverlauf über den Plattenschnitt kennt, kann für die gefährdeten Querschnitte die Verdrehung $\varphi' = \frac{\epsilon_o + \epsilon_u}{h}$ errechnet werden. Vergleicht man diese Ergebnisse mit zugehörigen $M-\varphi'$ -Diagrammen für Stahlbetonquerschnitte, so können die elastischen Verschiebungen des Bauteiles festgelegt werden.

5.3.5.7.1 Schutzbau II (S_1)

Versuchsergebnisse:

	50 kg	250 kg	500 kg
p (atü)	3,4	38,1	55
J_b (t/m ² ms)	177	1105	1650
J_b (t · ms)	2260	14720	21140
T (ms)	10	6	6
T_n (ms)	≈ 7,7	≈ 7,7	≈ 7,7
T/T_n	1,3	0,78	0,78

Es wird ein Einmassenschwingsystem zugrundegelegt (vergl. oben).

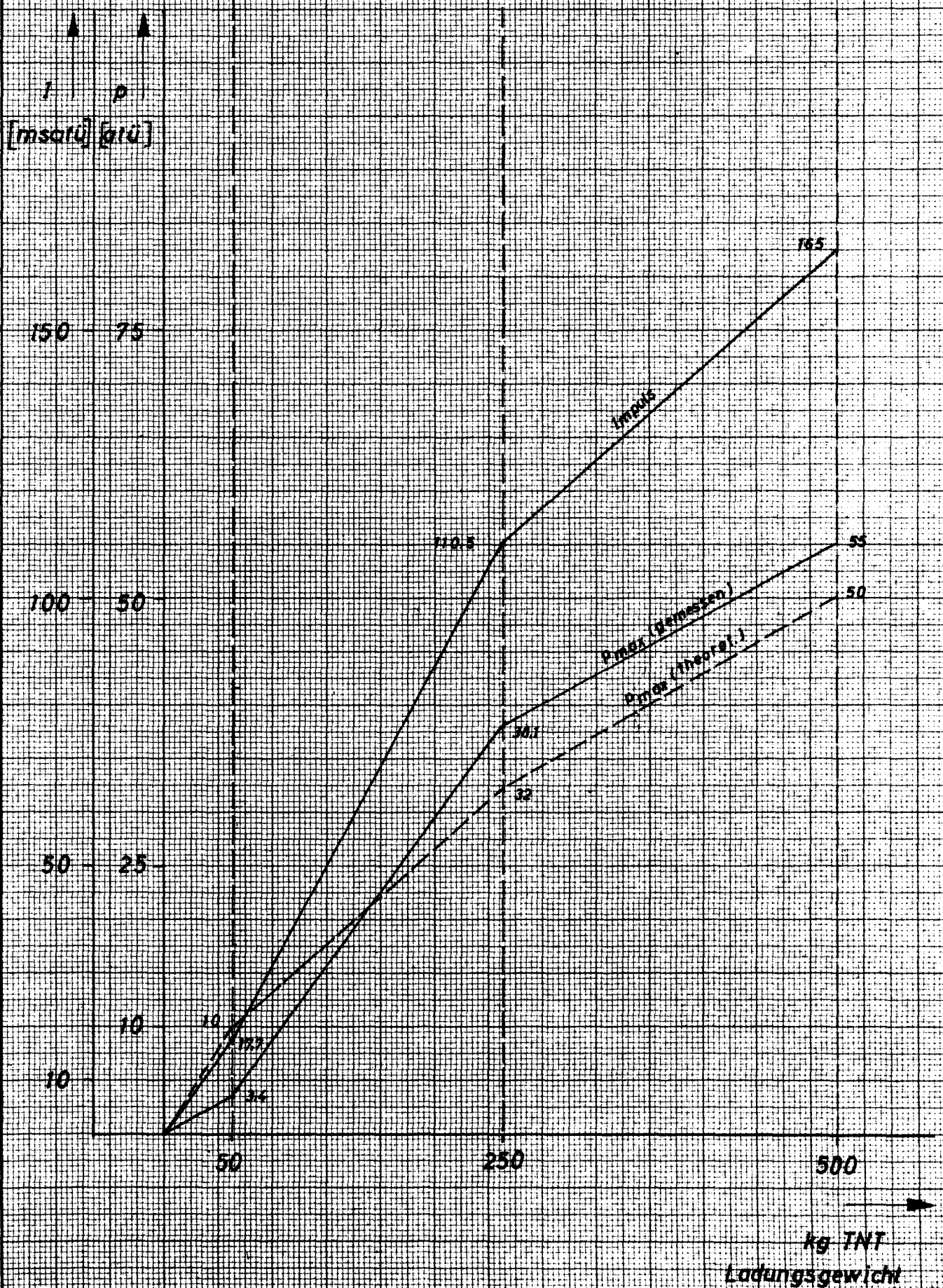
Reduzierung des Systems auf ein Ersatzsystem:

Ersatzmasse: Gleichsetzen der kinetischen Energie des Ausgangssystems und des Ersatzsystems.

Ersatzlast: Gleichsetzen der Arbeiten der äußeren Kräfte der wirklichen Last P und der Ersatzlast P_e .

Ersatzwiderstand: Gleichsetzen der Formänderungsenergien beider Systeme.

Der Reduktionsfaktor für die Last ist identisch dem für den inneren Widerstand !!



Institut
für Baustoffkunde
und Stahlbetonbau
H. Braunschweig

Max. Drücke u. Impulse für
freihängende Ladungen in Deckenmitte
SII (Typ S₁)

Anlage: 26

Für vierseitig eingespannte Rechteckplatten sind dynamische Berechnungsfaktoren im Handbuch "Bauteile unter dynamischer Belastung" (s. oben), Seite 16, bereits ausgewertet.

Für $a/b = 3,00/5,05 = 0,595 \approx 0,600$ ist

Lastfaktor (K_L) = Faktor f. Rückstellkraft (K_R) = 0,41

Massenfaktor (K_M) = 0,29

Last-Massenfaktor (K_{LM}) = 0,71

a) Ermittlung der mitschwingenden Masse (Ausgangssystem)

Konstruktionsbeton:

$$3,00 \cdot 5,05 \cdot 0,40 \cdot 2,4 = 14,50 \text{ t}$$

Aufbeton: (i.M. 7 cm)

$$3,40 \cdot 5,45 \cdot 0,07 \cdot 2,4 = 3,20 \text{ t}$$

Erdüberdeckung: (70 cm)

$$3,00 \cdot 5,05 \cdot 0,70 \cdot 1,80 = 19,10 \text{ t}$$

$$G = 36,80 \text{ t}$$

$$m = \frac{G}{g} = \frac{36,80}{9,81} = 3,75 \frac{\text{t} \cdot \text{sec}^2}{\text{m}}$$

b) Ermittlung der Federkonstanten k_1 aus den Meßergebnissen

$$T_n = 2\pi \sqrt{K_{LM} \cdot \frac{m}{k_1}}$$

$$\frac{T_n^2}{(2\pi)^2} = K_{LM} \cdot \frac{m}{k_1}$$

$$k_1 = \frac{K_{LM} \cdot m}{T_n^2} \cdot 4\pi^2$$

$$k_1 = 0,71 \cdot 3,75 \cdot 4\pi^2 \cdot 1,30^2 \cdot 10^4$$

$$= \underline{\underline{17,75 \cdot 10^5 \cdot \text{t/m}}}$$

c) Ermittlung der Federkonstanten aus dem System:

Nach dem Handbuch [3] ist für den elastischen Bereich

$$k_1 = \frac{778 \cdot E \cdot I_a}{a^2}$$

a: kurze Spannweite, gerechnet vom
Anschnitt Vouten-Platte

E: E-Modul des Betones, angesetzt mit
400.000 kg/cm² (vergl. Anlage 25)

Ia: eff. Trägheitsmoment (vergl. An-
lage 24 b) in cm⁴/m

$$\begin{aligned} k_1 &= \frac{778 \cdot 4 \cdot 10^5 \cdot 3,21 \cdot 10^5}{2,40^2 \cdot 10^4} \\ &= 1735 \cdot 10^6 \text{ kg/m} \quad = 17,35 \cdot 10^5 \text{ t/m} \end{aligned}$$

für a = 2,70 m
(Drehpunkt in Mitte Voute)

$$\begin{aligned} k_1 &= \frac{778 \cdot 4 \cdot 10^5 \cdot 3,21 \cdot 10^5}{2,70^2 \cdot 10^4} \\ &= 13,70 \cdot 10^5 \text{ t/m} \end{aligned}$$

Im folgenden wird mit einer Federkonstanten von $k = 17,5 \cdot 10^5 \text{ t/m}$ gerechnet. Es wird zunächst der ballistische Grenzfall (Impulsbeanspruchung) untersucht. Die Werte T/T_n (vergl. dazu Anlage 18) zeigen, daß in Näherung eine Nachrechnung mit dem "ballistischen" Grenzfall möglich ist.

Es ist für den elastischen Bereich:

$$\begin{aligned} x_{\max} &= \frac{J_b \cdot 2\pi \cdot x_{el}}{T_n \cdot W_{\max 1}} \\ &\text{mit } W_{\max 1}/x_{el} = k_1 \text{ ist} \\ x_{\max} &= \frac{J_b \cdot 2\pi}{T_n \cdot k_1} \end{aligned}$$

50 kg TNT:

$$x_{\max} = \frac{2260 \cdot 2 \cdot \pi}{7,7 \cdot 17,5 \cdot 10^5} \left[\frac{\text{ms} \cdot \text{t} \cdot \text{m}}{\text{ms} \cdot \text{t}} \right] = 1,06 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

(vergl. Anlage)

250 kg TNT:

Eine Nachrechnung unter der Voraussetzung elastischen Verhaltens ergibt eine Verschiebung von 6,86 mm.

Wie die Dehnungsmessungen zeigen, entfallen auf den Feldquerschnitt rd. 63 - 65 % des Gesamtmomentes, das parabolisch über den Plattenschnitt verteilt gedacht wird. Unter Berücksichtigung eines $M-\varphi'$ -Diagrammes*) für den gefährdeten Plattenstreifen zeigt eine Nachrechnung, die wie unter Punkt 5.4 vorgenommen wird, daß der elastische Bereich bereits überschritten ist. Man erhält rechnerisch eine zugehörige elastische Verschiebung von 5,14 mm. Daher ist die Rechnung zu wiederholen. Da das Gesamtbauteil sich nach einem Dreiphasen-

*) Die $M-\varphi'$ -Diagramme (Anlage 24 a) für $\mu + \mu' = 2 \%$ und $\mu + \mu' = 0,8 \%$ sind entnommen aus Chany, Ferguson: Long Hinged Reinforced Concrete Columnes, American Concrete Journal, January 1963.

Es zeigt sich, daß für reine Biegung ($p = 1 \approx 0$) praktisch unabhängig vom Bewehrungsgehalt die elastische Verdrehung $\varphi' \cdot d$ mit 1,75 - 2,00 % begrenzt ist. Die Momenten-Verdrehungslinien für die vorliegenden Fälle gefährdeter Feldquerschnitte für S_1 und S_9 sind entsprechend den ermittelten plastischen Momenten in den Diagrammen interpoliert und eingetragen.

Nach den errechneten Dehnungsgeschwindigkeiten kann gleichmäßig eine Erhöhung des elastischen Bereiches um rd. 40 % angesetzt werden; dabei wird die Anfangssteigerung bis auf den neuen Wert $\frac{M}{b \cdot d^2 \cdot \text{dyn}}$ gradlinig verlängert. Hierdurch gewinnt man eine elastische, dynamisch erhöhte Verdrehung von rd. 2,75 o/oo, die für die weitere Rechnung zugrundegelegt wird.

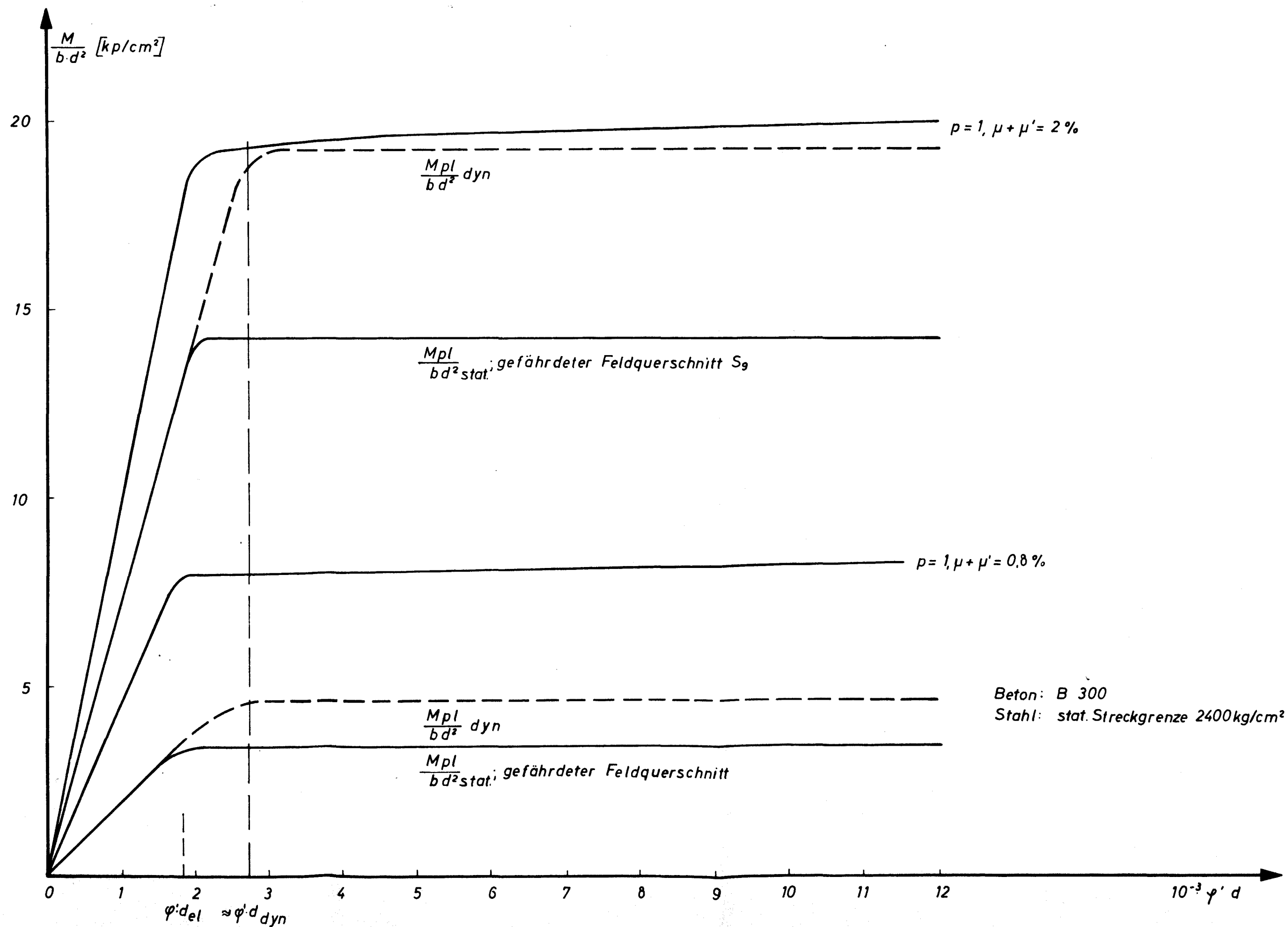
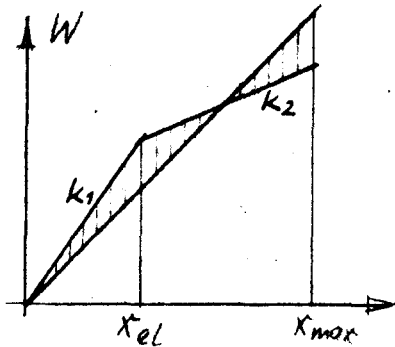


diagramm (Rückstellkraft-Auslenkungsdiagramm) (s. o.) verhält, kann jetzt nicht mit den Ansätzen für ein Zweiphasendiagramm gerechnet werden. Zweckmäßigerweise wird das Dreiphasendiagramm auf ein gleichwertiges Zweiphasendiagramm umgerechnet. Hierfür wird ein effektiver k-Wert ermittelt.



k_2 (vergl. Handbuch s.o.)

Durch Flächenausgleich erhält man

$$\frac{k_1 \cdot x_{el}^2}{2} + (x_{max} - x_{el}) \cdot x_{el} \cdot k_1 + k_2 \frac{(x_{max} - x_{el})^2}{2} = \frac{k_{eff} \cdot x_{max}^2}{2}$$

$$\frac{17,5 \cdot 10^5 \cdot 212}{778} = 4,8 \cdot 10^5$$

$$= 5 \cdot 10^5 \text{ t/m}$$

Nach Vergleichsrechnungen erhält man $x_{max} = 7,35 \text{ mm}$
und $k_{eff} = 16,3 \cdot 10^5 \text{ t/m}$

$$x_{max} = \frac{14720 \cdot 255}{7,7 \cdot 16,3 \cdot 10^5} = 7,35 \text{ mm}$$

nach Korrektur der Eigenschwingzeit $T_n = 2\pi \sqrt{\frac{0,74 \cdot 3,75}{16,3 \cdot 10^5}} = 8,2 \text{ ms}$

$$x_{max} = \frac{14720 \cdot 2\pi}{8,2 \cdot 16,3 \cdot 10^5} = 6,95 \text{ mm (vergl. Anlage)}$$

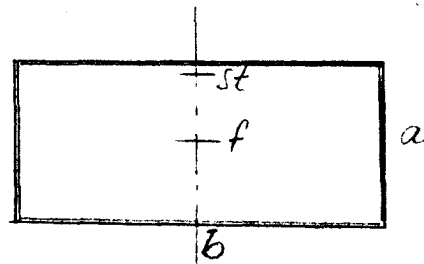
Ermittlung der effektiven Trägheitsmomente der Deckenplatten für Schutzbau S₁ und S₉

Schutzbau S₁:

Feld: $Fe = 6,28 \text{ cm}^2/\text{m}$

$Fe' = 3,14 \text{ cm}^2/\text{m}$

Stütze: wie Feld



Trägheitsmoment: (gerissener) Zustand II

$$x = \frac{15 (Fe + Fe')}{b} + \sqrt{\frac{15 (Fe + Fe')^2}{b} + \frac{Fe' \cdot h + Fe \cdot h}{b} 30}$$

$x = 7,5 \text{ cm}$

$$I_t = \frac{bx^3}{3} + 15 \cdot Fe' (x-h')^2 + 15 \cdot Fe (h-x)^2$$

$I_t = 1,08 \cdot 10^5 \text{ cm}^4/\text{m}$

$d = 40 \text{ cm}$

$b = 100 \text{ cm}$

$h = 38,5 \text{ cm}$

$h' = 3 \text{ cm}$

$$I_g = \frac{bd^3}{12} = \frac{100 \cdot 40^3}{12} = 535.000 = 5,35 \cdot 10^5 \text{ cm}^4/\text{m}$$

$$I_{\text{eff}} = I_a = 1/2 (I_t + I_g) = 1/2 (1,08 + 5,35) \cdot 10^5 = \underline{\underline{3,21 \cdot 10^5 \text{ cm}^4/\text{m}}}$$

Schutzbau S₉:

Feld: $Fe = 39,3 \text{ cm}^2/\text{m}$ Stütze: $Fe = 38,8 \text{ cm}^2/\text{m}$ Fe_{Feld}

$Fe' = 19,2 \text{ cm}^2/\text{m}$ $Fe' = 19,6 \text{ cm}^2/\text{m}$ Fe'_{Feld}

$d = 60; h = 58,5; h' = 4,6; b = 100$

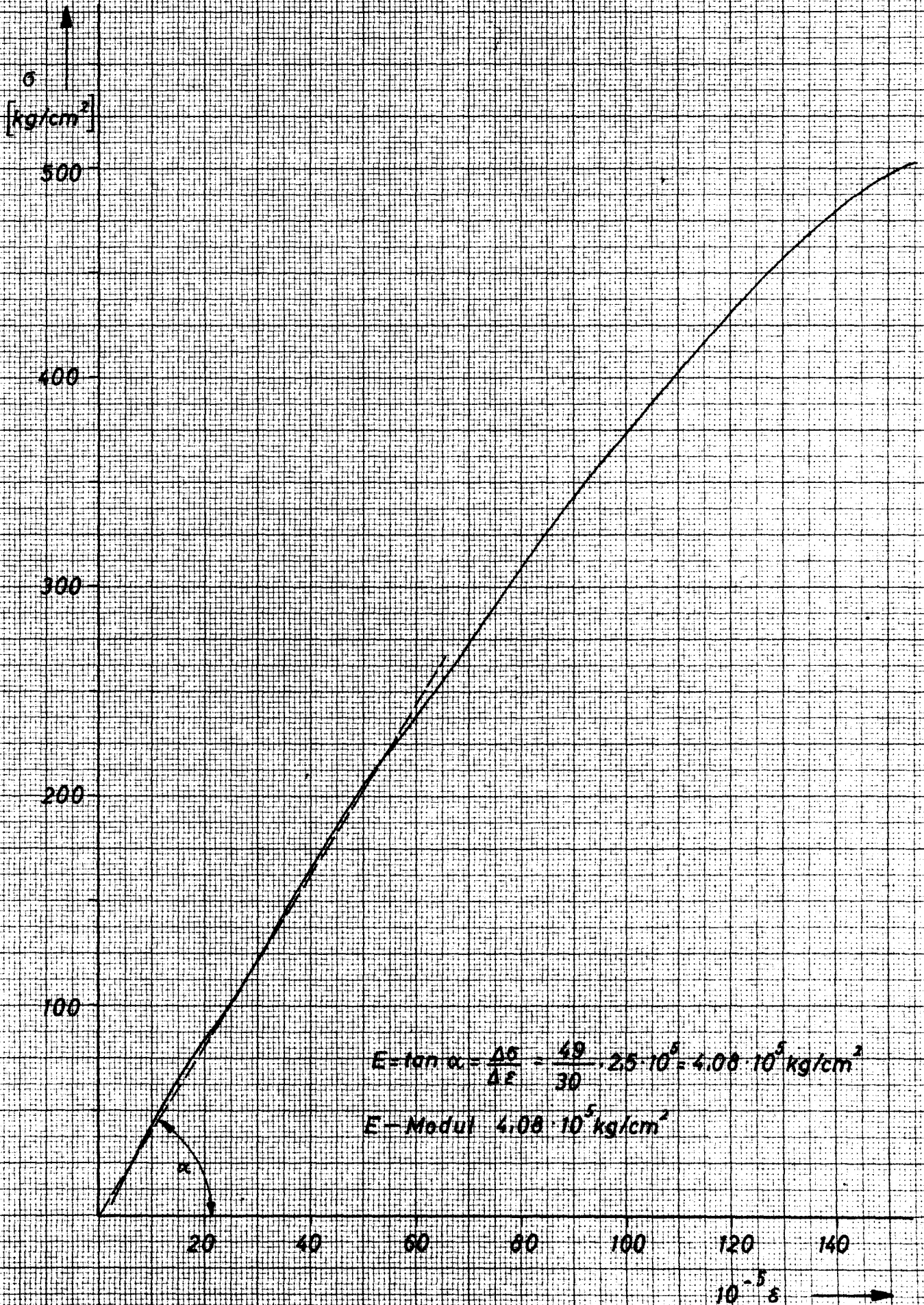
Trägheitsmoment: (gerissener) Zustand II

$x = 19,4 \text{ cm}$

$I_t \text{ (wie oben)} = 1,195 \cdot 10^6 \text{ cm}^4/\text{m}$

$$I_g = \frac{bd^3}{12} = \frac{100 \cdot 60^3}{12} = 1,80 \cdot 10^6 \text{ cm}^4/\text{m}$$

$$I_{\text{eff}} = I_a = 1/2 (I_t + I_g) = 1/2 (1,80 + 1,195) \cdot 10^6 = \underline{\underline{1,50 \cdot 10^6 \text{ cm}^4/\text{m}}}$$



Institut
 für Baustoffkunde
 und Stahlbetonbau
 TH Braunschweig

Spannungsdehnungslinie
 für Betonprisma (Probekörper)
 S-Bau II (S1)

Anlage: 25

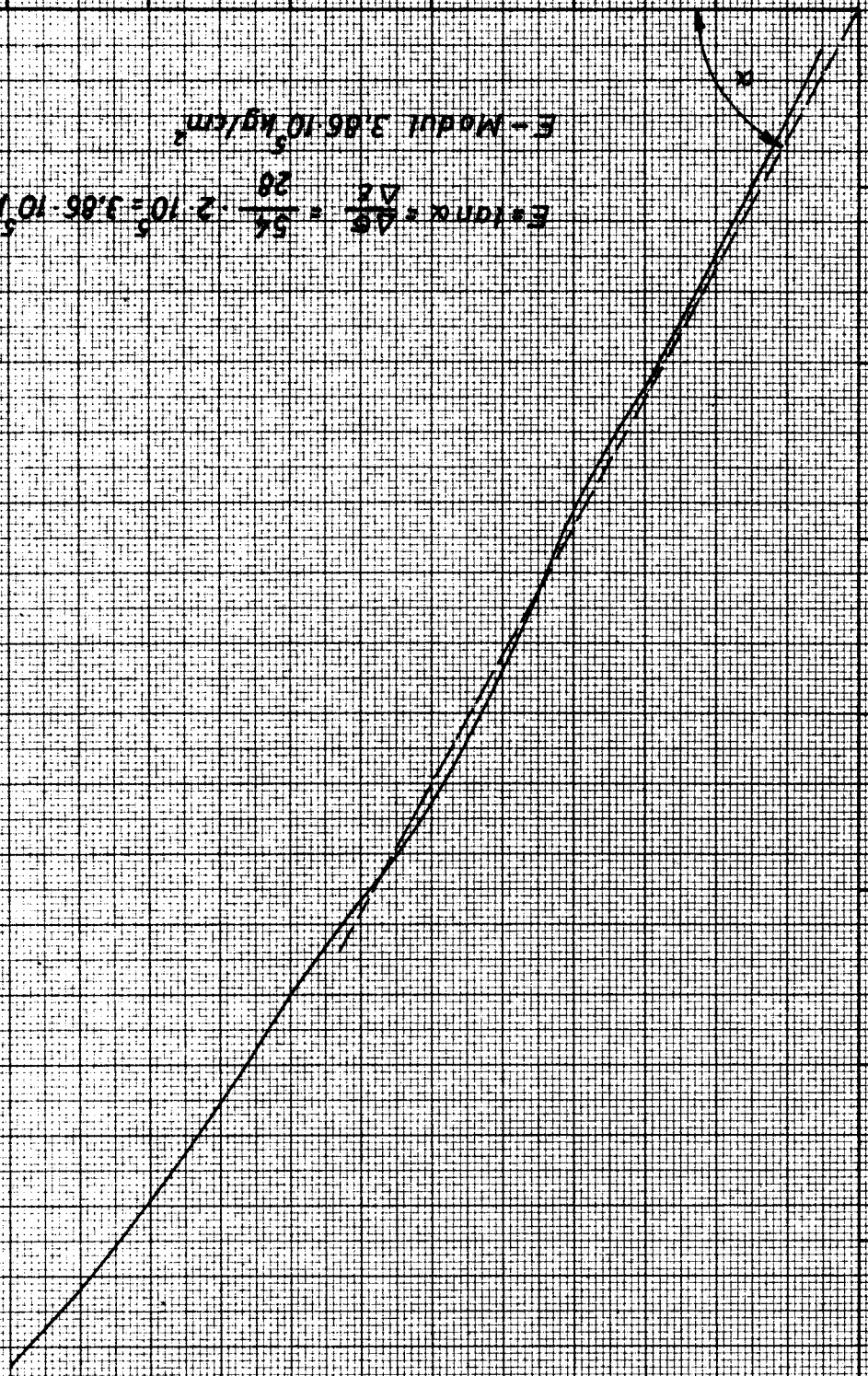
Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau
 Dr. Brunschwig

Spannungsdehnungslinie
 für Betonprisma (Probekörper)
 S-Bau IV (S1)

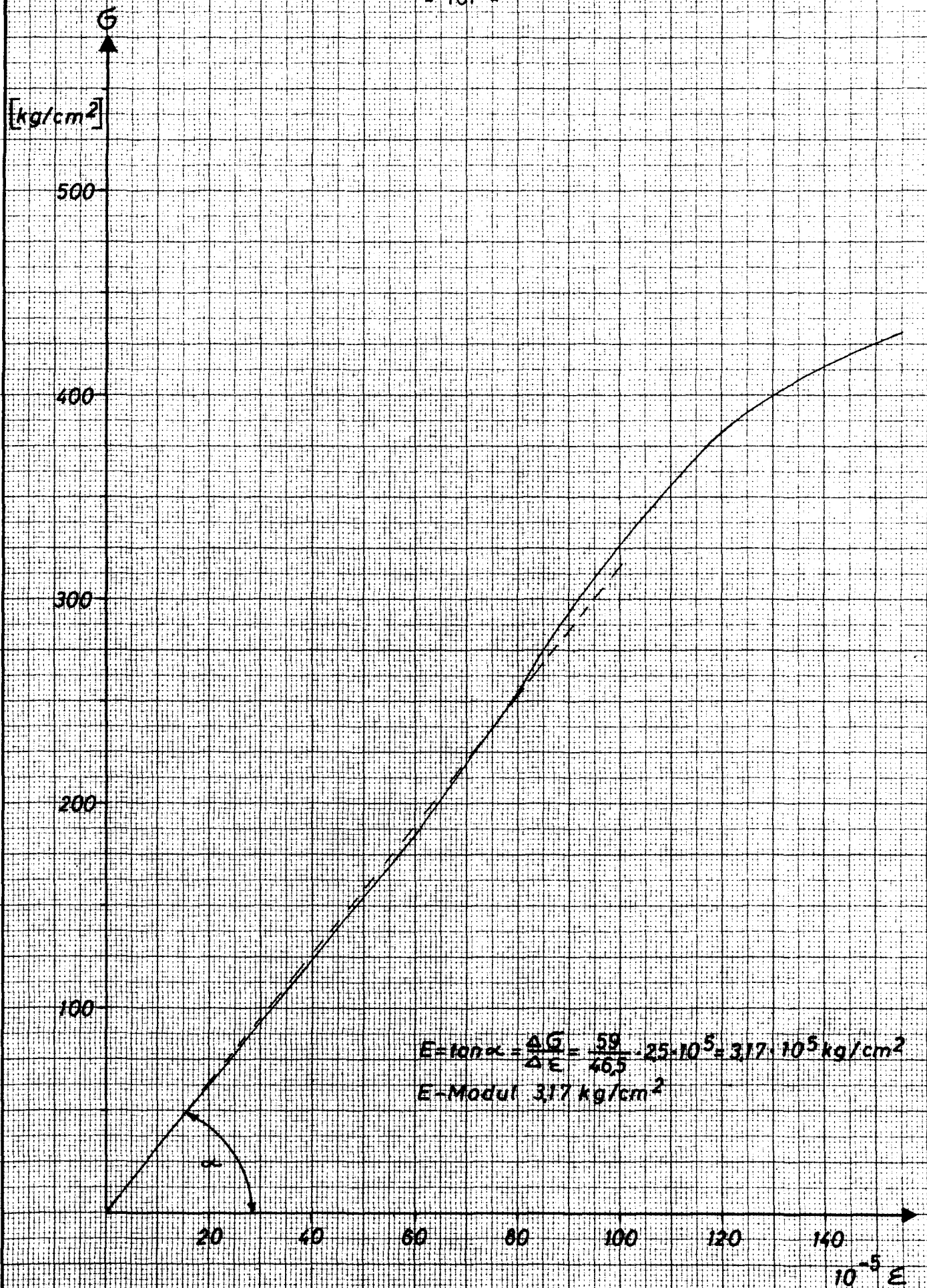
Anlage: 26

10⁻⁵ ε
 140
 120
 100
 80
 60
 40
 20

$$\begin{aligned}
 E_{\text{tan}} &= \frac{\Delta \sigma}{\Delta \epsilon} = \frac{54}{20} \cdot 2 \cdot 10^5 = 5,4 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2 \\
 E_{\text{Modul}} &= 3,86 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$



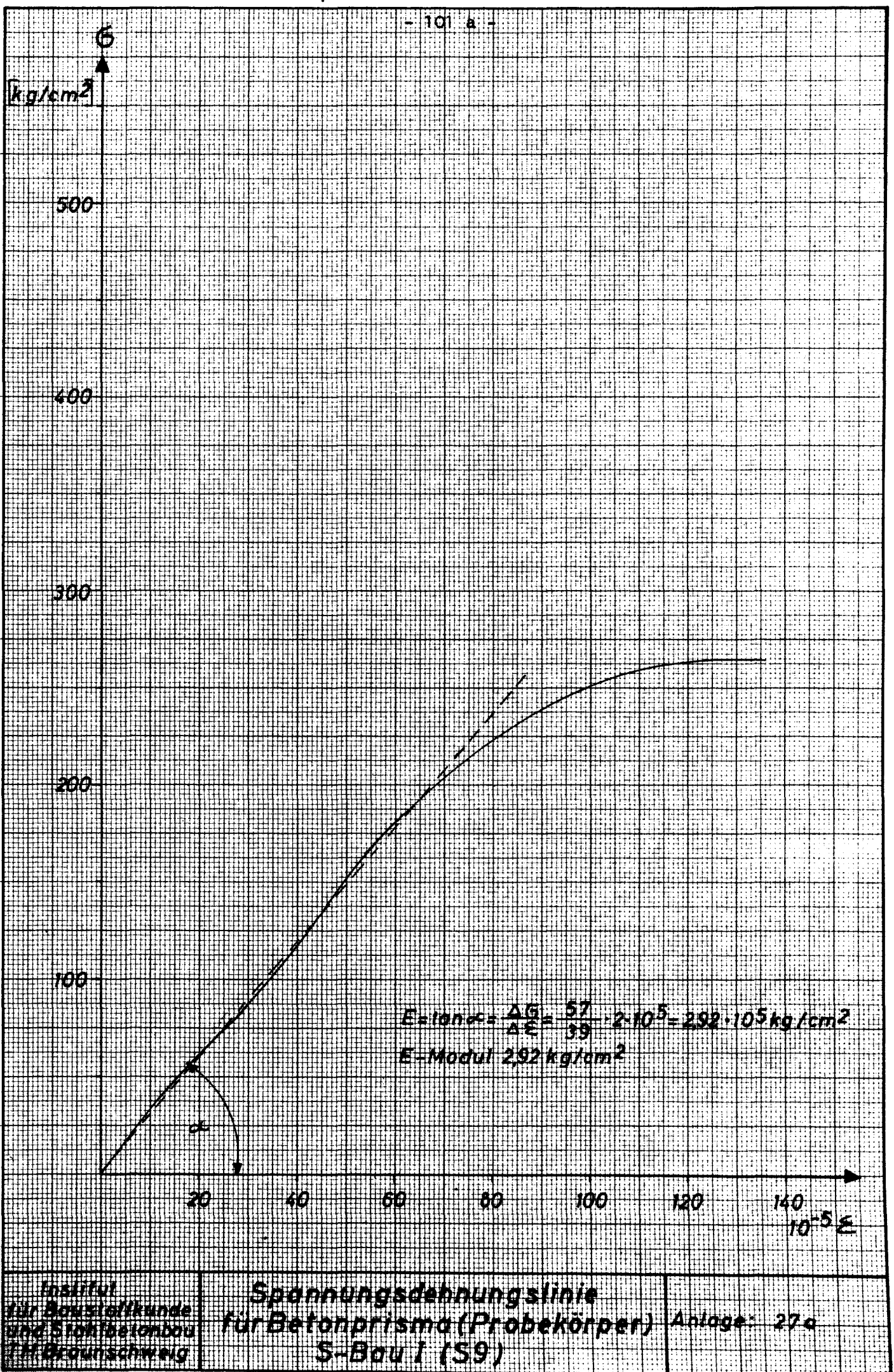
[kg/cm²]
 140
 120
 100
 80
 60
 40
 20
 0

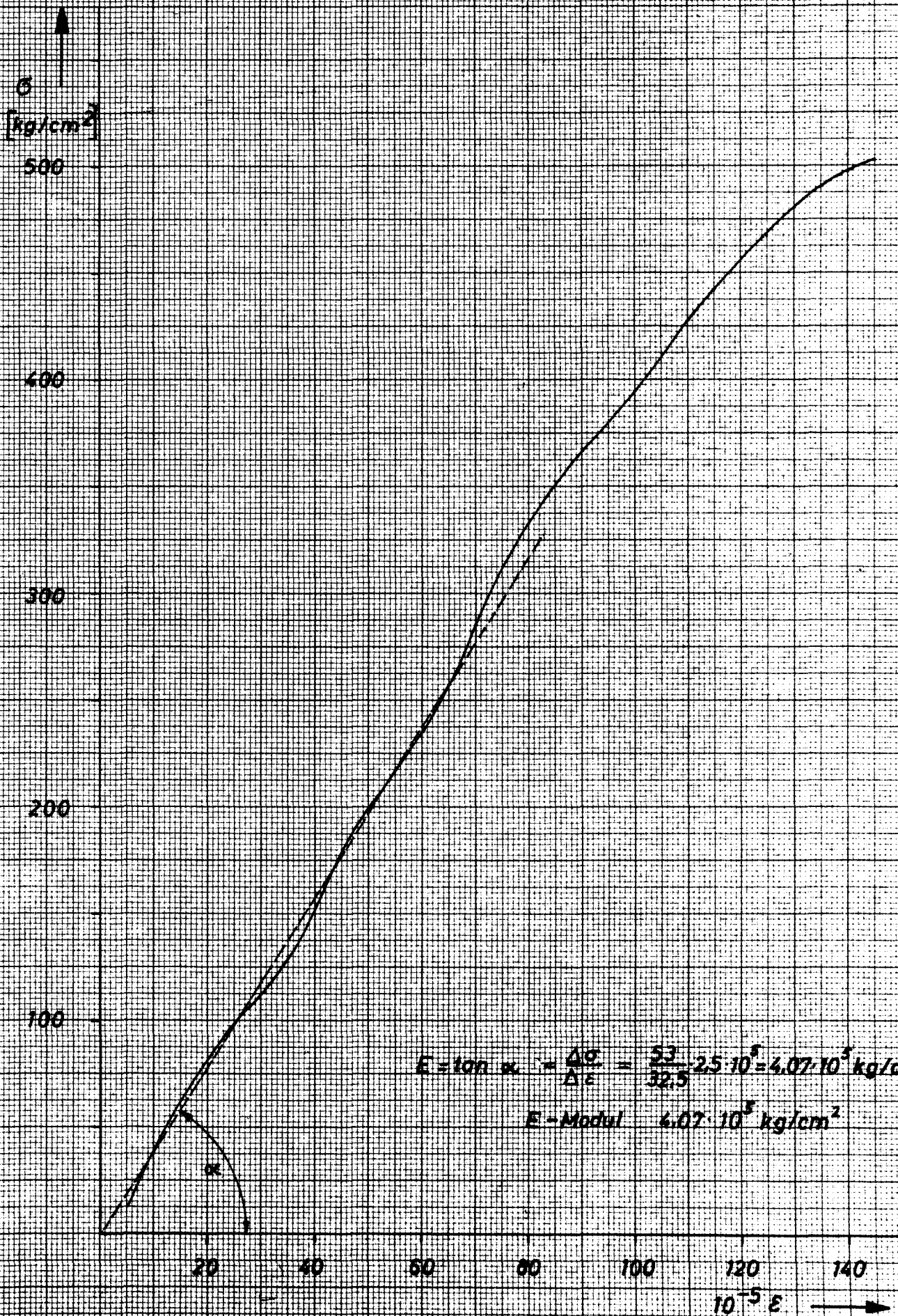


Institut
für Baustoffkunde
und Stahlbetonbau
TH Braunschweig

Spannungsdehnungslinie
für Betonprisma (Probekörper)
S-Bau I (S9)

Anlage: 27





500 kg TNT:

Die 500-kg-Ladung ist dem elasto-plastischen Bereich zuzuordnen, d. h. $x_{\max} > x_{el}$. Da das Bauteil noch eine innere Rückstellkraft besitzt, wird entsprechend der Nachrechnung für die Ladung 250 kg TNT ein effektiver k-Wert ermittelt.

Nach Iterationsrechnungen erhält man: $k_{eff} = 13,5 \cdot 10^5 \text{ t/m}$
mit $K_{LM} = 0,74$ ist

$$T_n = 2\pi \sqrt{\frac{0,74 \cdot 3,75}{13,5 \cdot 10^5}} = 9,05 \text{ ms}$$

Dann ist
$$x_{\max} = \frac{21140 \cdot 2\pi}{9,05 \cdot 13 \cdot 10^5} = 11,3 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$= 11,3 \text{ mm (vergl. Anl. 29)}$$

Die Ergebnisse zeigen eine ausreichende Übereinstimmung mit den ausgewerteten Meßergebnissen.

5.3.5.7.2 Schutzbau I, III (S_9)

Versuchsergebnisse:

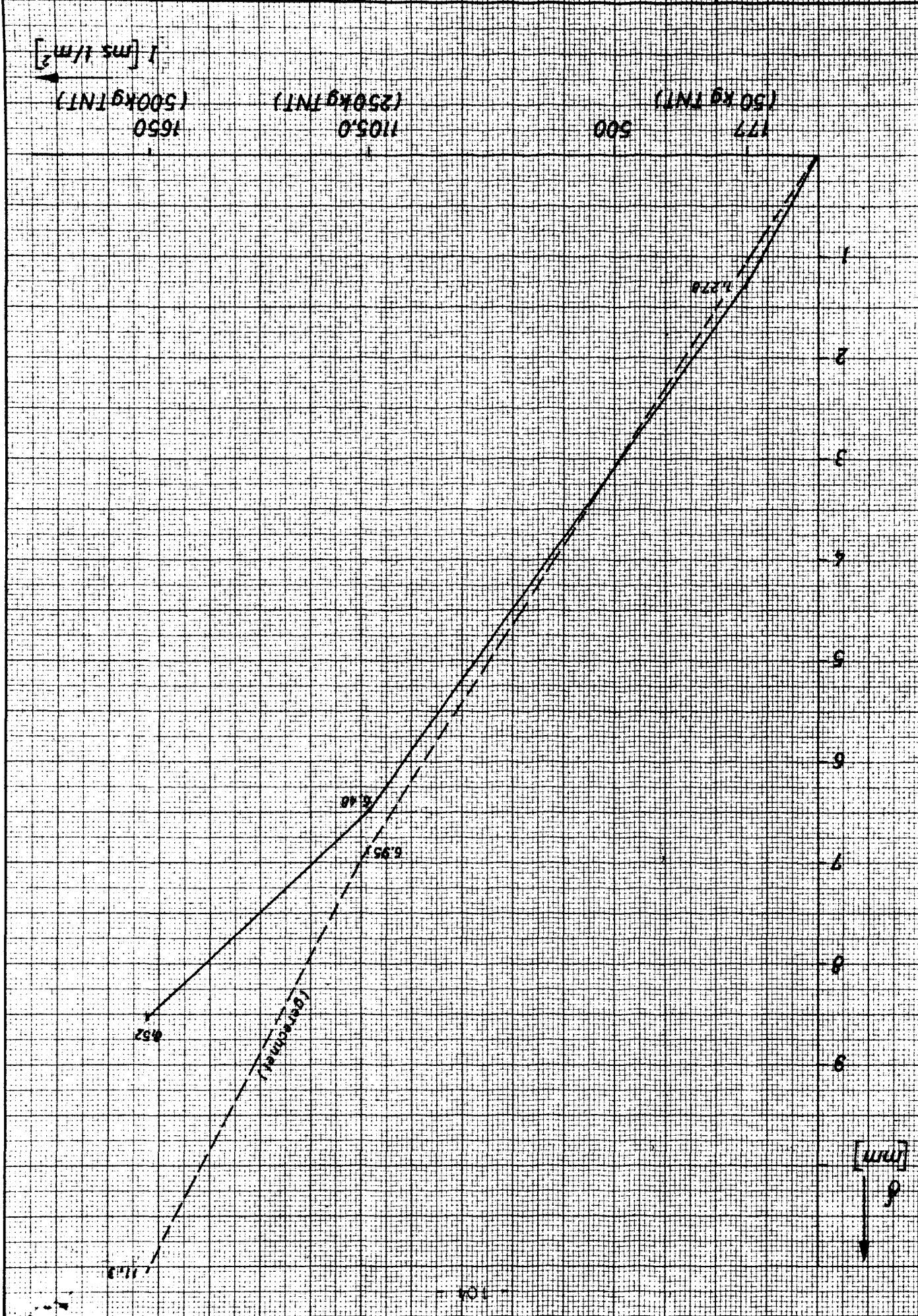
S I

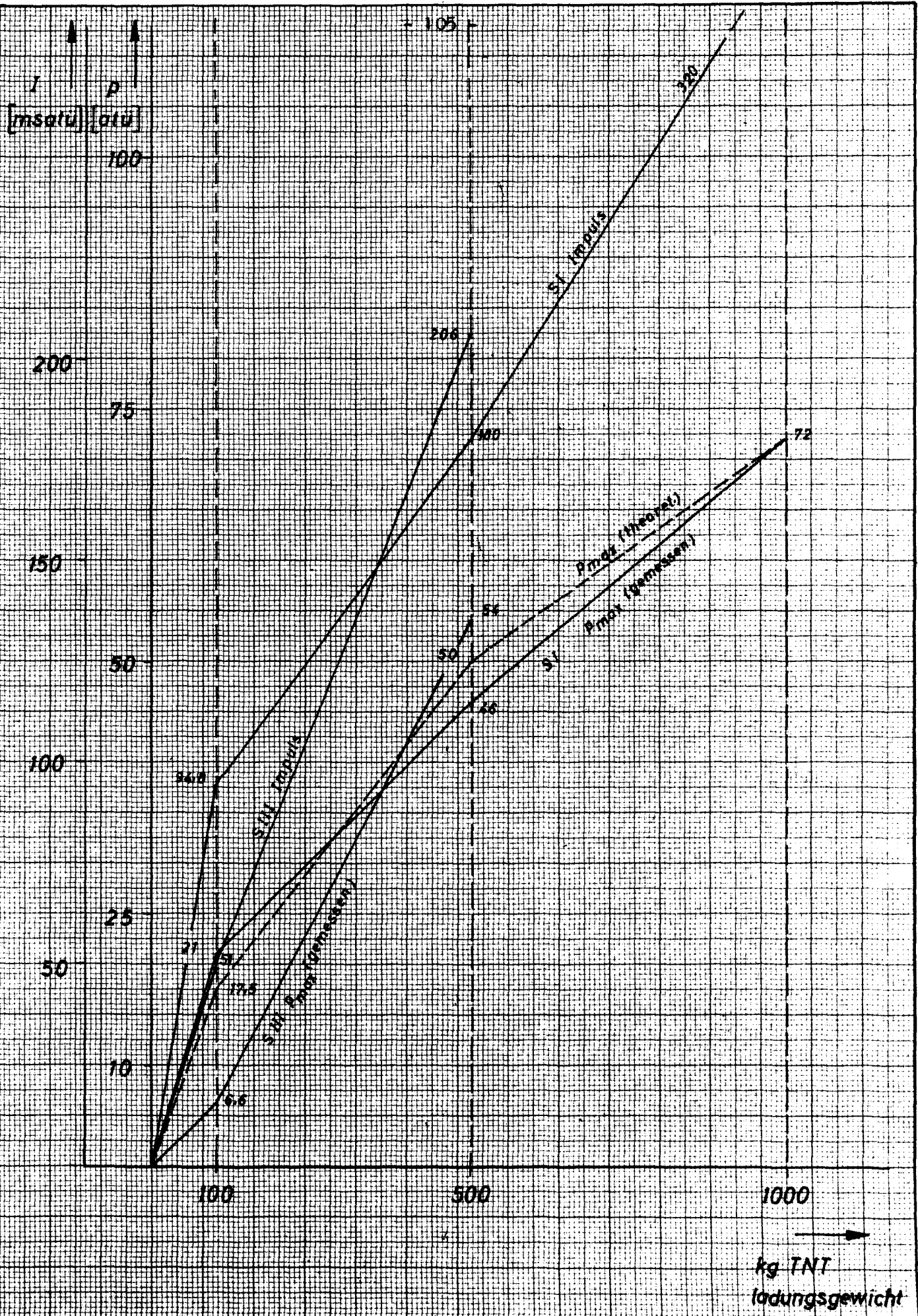
	100 kg	500 kg	1000 kg
p (atü)	21	46	98 (72)
J_b (ms·t/m ²)	948	1800	3200
\bar{J}_b (ms·t)	12150	23000	41000
T (ms)	11	7,8	8,3
T_n (ms)	4,5 (5,2)	4,5 (5,2)	4,5 (5,2)
T/T_n	2,44 (2,11)	1,73 (1,50)	1,85 (1,60)

Institut
für Baustoffkunde
und Stahlbetonbau
III. Grundswers

Durchbiegungen Feldmitte - Decke für
freihängende Ladungen (Impulse)
S_I (SII)

Anlage: 29





Im übrigen gelten für die folgende Rechnung die gleichen Voraussetzungen wie unter 5.7.1:

$$\text{Lastfaktor (a/b = 0,595 \quad 0,60)} \quad K_L = 0,41$$

$$\text{Massenfaktor (K}_M) = 0,29$$

$$\text{Last-Massenfaktor (K}_{LM}) = 0,71$$

a) Ermittlung der mitschwingenden Masse (Ausgangssystem)

Konstruktionsbeton

$$3,00 \cdot 5,05 \cdot 0,60 \cdot 2,4 = 21,80 \text{ t}$$

$$\text{Aufbeton s.o.} = 3,20 \text{ t}$$

Erdüberdeckung (1,20 m)

$$3,00 \cdot 5,05 \cdot 1,20 \cdot 1,80 = 32,80 \text{ t}$$

$$= 57,80 \text{ t}$$

$$m = \frac{G}{g} = \frac{57,80}{9,81} = 5,90 \frac{\text{ts}^2}{\text{m}}$$

b) Ermittlung der Federkonstanten k_1 aus dem System:

$$k_1 = \frac{778 \cdot E \cdot I_a}{a^2}$$

$$E : 3 \cdot 10^5 \text{ cm}^4/\text{m} \text{ (vergl. Anl. 27)}$$

$$I_a : \text{(vergl. Anlage 24 b)}$$

$$I_a = 15,1 \cdot 10^5 \text{ cm}^4/\text{m}$$

$$\frac{I_a (S_0)}{I_a (S_1)} = \frac{15,1}{3,21} = 4,68$$

damit ist

$$k_1 = 17,5 \cdot 4,68 \cdot \frac{3 \cdot 10^5}{4} = 61,5 \cdot 10^5 \text{ t/m}$$

c) Ermittlung der Eigenschwingzeit des Systems (Ersatzsystem):

$$T_n = 2\pi \sqrt{\frac{K_{LM} \cdot m}{K}}$$

$$= 2\pi \sqrt{\frac{0,71 \cdot 5,9}{6,1 \cdot 10^6}}$$

$$T_n = \frac{2\pi}{10^3} 0,83 = \underline{5,2 \text{ ms}}$$

Versuchsergebnisse:

S III

	100 kg	500 kg	1000 kg
p (atü)	6,6	54	-
J_b (ms·t/m ²)	510	2060	-
\bar{J}_b (ms·t)	6530	26400	-
T (ms)	7 ms	7,4 ms	-
T_n (ms)	4,5	4,5	-
T/T_n	1,55	1,65	-

Lastfaktor ($a/b = 0,595 \approx 0,60$); (K_L) = 0,41

Massenfaktor (K_M) = 0,29

Last-Massenfaktor (K_{LM}) = 0,71

a) Ermittlung der mitschwingenden Masse (Ausgangssystem)

wie oben 57,80 t

b) Elastizitätsmodul: $4 \cdot 10^5 \text{ cm}^4/\text{m}$ (vergl. Anlage 28)

$$m = \frac{G}{g} = \frac{57,80}{9,81} = 5,90 \frac{\text{ts}^2}{\text{m}}$$

c) Federkonstante: $k_1 = 17,5 \cdot 10^5 \cdot 4,68 = 82 \cdot 10^5 \text{ t/m}$

d) Eigenschwingzeit des Systems (Ersatzsystem):

$$T_n = 2\pi \sqrt{\frac{K_{LM} \cdot m}{K}} = 2\pi \sqrt{\frac{0,72 \cdot 5,9}{8,2 \cdot 10^6}} = 4,5 \text{ ms}$$

Die in den Tabellen aufgeführten Werte T/T_n zeigen ausnahmslos $T/T_n > 1$.

Vergleicht man dazu die allgemeine Lösung für den Einmassenschwinger, dann zeigt sich, daß für $x_{\max} < x_{el}$ nicht mehr der Grenzfall der Impulsbelastung angewendet werden kann.

Für den hier in Frage stehenden Bereich ist eine genauere Nachrechnung durchzuführen.

Es genügt hier, die entsprechenden Werte dem Diagramm (vergl. Anlage 18) zu entnehmen.

Die Beanspruchung verbleibt im elastischen Bereich.

Festlegung für die elastische Auslenkung: Durch Extrapolation der Dehnungswerte für den Feldquerschnitt wird mit Hilfe des $M-\varphi'$ -Diagrammes die elastische Durchsenkung in Feldmitte (x_{el}) zu 2,78 mm gefunden.

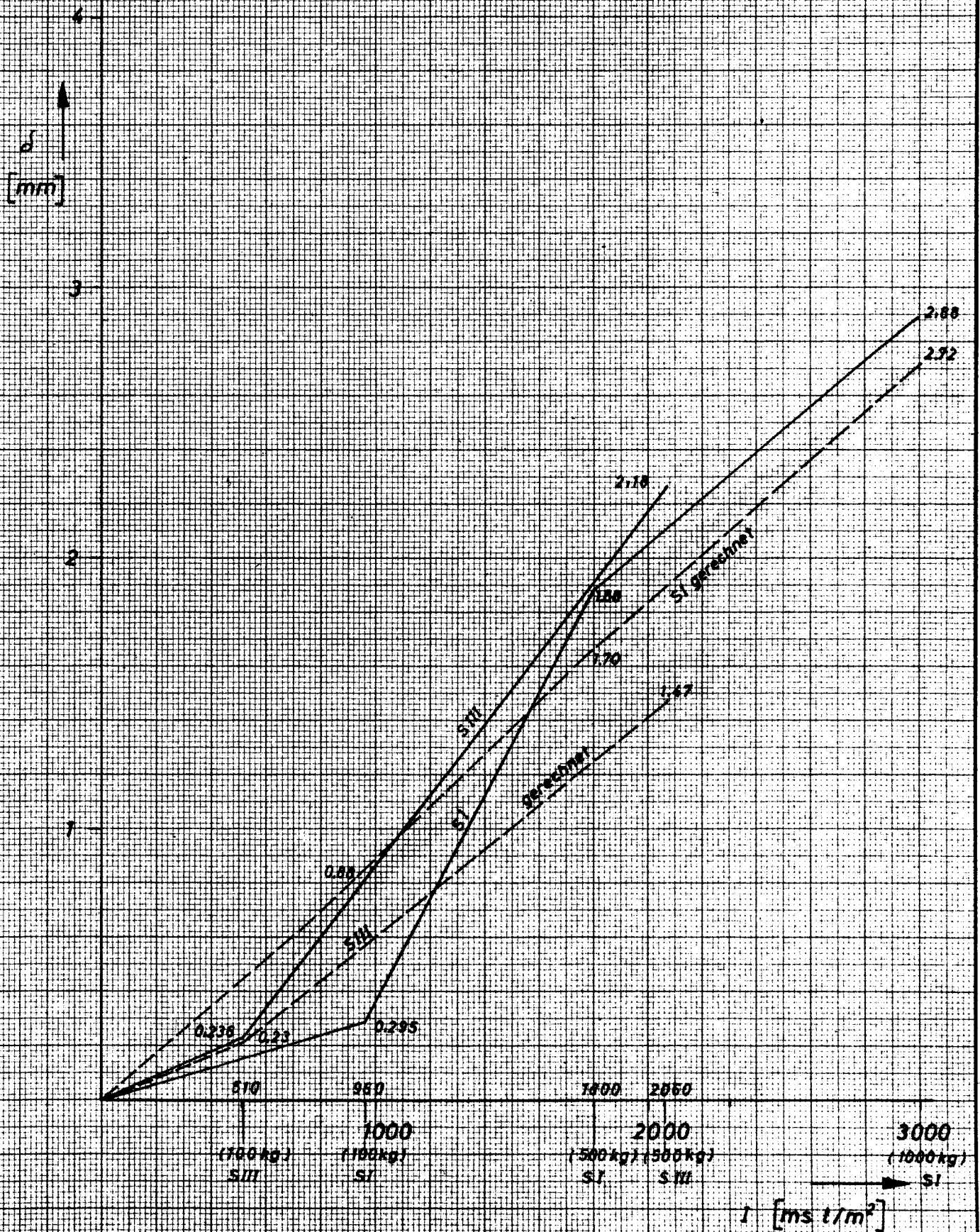
Damit ergibt sich ein elastischer Widerstand des Gesamtsystems.

$$W_{\max} = 61,5 \cdot 10^5 \cdot 0,00278 \text{ t} = 171 \cdot 10^2 \text{ t}$$

Dann ist:

$$P_0 = p \cdot F = p \cdot 12,80 \text{ t}$$

p aus Versuchs- oder Rechenwerten
(vergl. Tabellen)



Institut
für Baustoffkunde
und Stahlbetonbau
TH Braunschweig

Durchbiegung Feldmitte-Decke für
(freihängende Ladungen (Impulse))
 S_g (SI und SIII)

Anlage 31

	100 kg	500 kg	1000 kg
$\frac{W_{\max}}{P_0}$	$\frac{17100}{2690} = 6,35$	$\frac{17100}{5890} = 2,90$	$\frac{17100}{9220} = 1,852$
T/T_n vergl.oben	2,11	1,50	1,60
$\frac{x_{\max}}{x_{el}}$ vergl.Dia- gramm, Anl.	0,305	0,61	0,98
x_{\max} (mm)	0,85	1,70	2,72

vergl. Anlage 31

Auswertung für S III:

Es kann die gleiche elastische (maximale) Auslenkung angesetzt werden.

$$x_{el} = 2,78 \text{ mm.}$$

Damit erhält man den elastischen Gesamtwiderstand des Systems zu

$$W_{\max} = 82 \cdot 10^5 \cdot 0,00278 = 228 \cdot 10^2 \text{ t}$$

Damit ist:

	100 kg	500 kg
$\frac{W_{\max}}{P_0}$	$\frac{22800}{845} = 27$	$\frac{22800}{6750} = 3,38$
T/T_n	1,55	1,65
$\frac{x_{\max}}{x_{el}}$	0,072	0,53
x_{\max} (mm)	0,200	1,47

(vergl. Anlage 31)

5.3.5.8. Zusammenfassung

Es wurde eine näherungsweise Bemessung der Platten für die vorliegenden Impulsbelastungen versucht:

Die Aufgabe zerfällt:

1. Festlegung eines stat. Systems (Einspannungsgrad). Hierdurch ergeben sich die gefährdeten Querschnitte (Feldquerschnitt oder Stützquerschnitt).
2. Ermittlung der Federsteifigkeit des Systems unter Benutzung von Tabellenwerten; (z. B. Handbuch, s. oben!)
 J_{eff} aus Querschnittswerten, E aus Erfahrungswerten für Betongüten.
3. Dynamische Rechnung für ein dynamisches Ersatzsystem; Ermittlung der Verschiebung des Systems.
4. Abgrenzung der elastischen Verschiebung. Elastische Verdrehungen für einen Querschnitt werden aus $M-\varphi'$ -Diagrammen entnommen.

Dabei ist die dynamische Erhöhung der Elastizitätsgrenze zunächst zu schätzen. Anhand der "statischen" Momentenverteilung im System wird die Verdrehung im gefährdeten Querschnitt aus der maximalen Verschiebung errechnet und mit der elastischen verglichen. Eventuell muß die Rechnung wiederholt werden.

Die Rechnung ist wegen der vielen Ungenauigkeiten im statisch-dynamischen System (Lagerungsbedingungen) wie der Belastung und der Schwierigkeiten bei der Erfassung der dynamischen Beiwerte nur als vereinfachende Näherung aufzufassen; sie kann bei Systemen wie den vorliegenden nur mit allergrößter Vorsicht einen Versuch ersetzen.

5.3.6. Untersuchung der Frontwände

5.3.6.1 System

Die Platte der Frontwand kann näherungsweise als Plattenstreifen mit oberer und unterer Einspannung aufgefaßt werden. Die Abmessungen betragen i. L. für Schutzbau S_1 2,30 x 4,70 m, für Schutzbau S_9 2,30 x 4,65 m. Statisch wurde die Platte als Plattenstreifen behandelt. Das Verhältnis der Plattenseiten beträgt $a/b = 2,30/4,70 \approx 0,5$. Daher sollte das Plattenfeld genauer als vierseitig eingespannte Platte untersucht werden. Die Bruchlinienbilder sprechen ebenfalls für die Annahme dieses statischen Systemes.

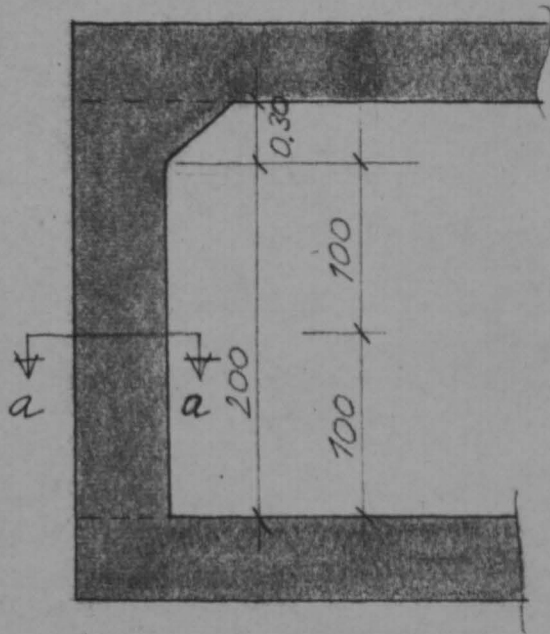
Als Meßergebnisse liegen die im Frontwandbereich aufgenommenen Erddruckmessungen an der Oberkante, Mitte und Unterkante der Frontwand (vergl. dazu Anlage 7) vor. Die Beanspruchungen sind über Verformungsmessungen (vergl. Anlage 7 a, Meßstellen 1/2, 3/4, 5/6 und 7/8) aufgenommen. Daneben liegen für die Frontwand Beschleunigungsmessungen vor (vergl. Anlage 7).

5.3.6.2 Auswertung und Ermittlung der maximalen Durchbiegungen

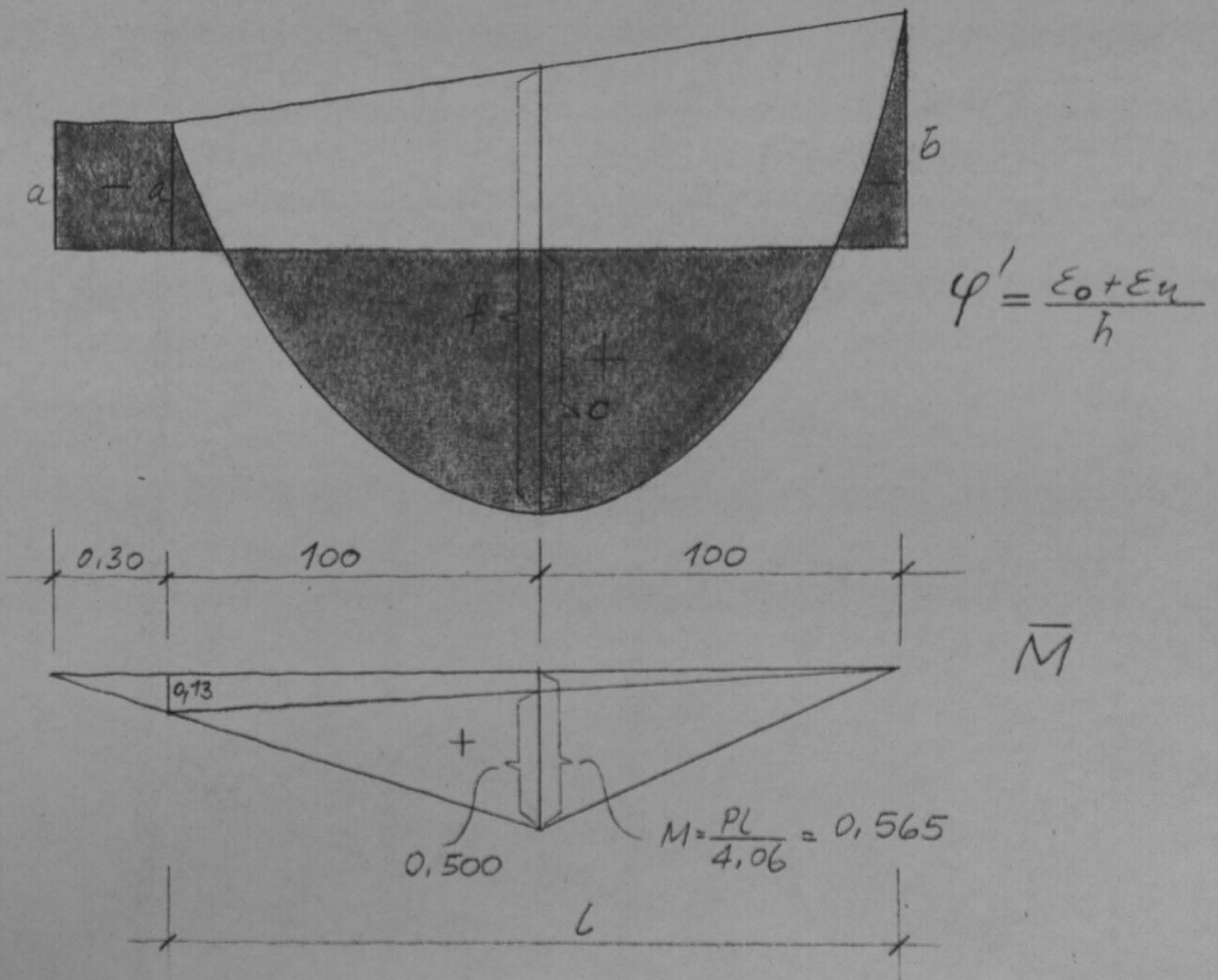
Bezüglich der Auswertung der Meßergebnisse wird auf Punkt 5.2 verwiesen. Zur Auswertung der Verformungen wird lediglich der Biegemomenteneinfluß berücksichtigt. Wie groß der Einfluß der Querkraftbeanspruchung ist, wird im folgenden vermutet.

Die Untersuchung der maximalen Verschiebungen erfolgt in einem lotrechten Schnitt durch die Frontwand (vergl. Meßstellen 1/2, 3/4, 5/6). Der Drehpunkt der Frontplatte wird oben wie unten jeweils im Querschnitt des Anschnittes von Deckenplatte bzw. Fußbodenplatte mit der Wand angenommen (vergl. dazu Punkt 5.3.5.4., Seite 70 ff).

Querschnitt für Meßstellen 1/2; 3/4; 5/6



Damit erhält man für die Durchbiegung in Feldmitte (a - a) unter den Voraussetzungen wie unter 5.4:



$$f = c + \frac{a + b}{2}$$

$$\int_0^l \bar{M} \varphi' ds = \frac{5}{12} f \cdot 0,500 \cdot l + f \frac{0,13 \cdot l}{3} - \frac{0,50 (a + b)}{4} \cdot l - \frac{0,13 (2a + b)}{6} \cdot l - \frac{0,13 \cdot a \cdot 0,30}{2}$$

$$l = 2,00 \text{ m; } a, b, f \text{ in o/oo}$$

$$\int_0^l \bar{M} \varphi' ds = (0,503 f - 0,357 a - 0,293 b) \cdot 10^{-3} \quad [\text{mm}]$$

5.3.6.3 Ermittlung der Verdrehungen für Meßquerschnitte Schutzbau S IV (Typ S₁); Durchbiegungen

Eine Auswertung für das zweite Bauwerk des Types S₁ ist nicht möglich, da die Geber infolge größerer Zerstörungen keinen Wert registrierten.

Ladung Luftmine HC 4000; 10 m Abstand vor Frontwand.

Dehnungswerte aus entsprechenden Aufzeichnungen BAM (s. o.).

Meß- stelle	$\varepsilon_{o/oo}$		$\varepsilon_o + \varepsilon_u$		h	$\frac{\varepsilon_o + \varepsilon_u}{h}$	
	1. Teil- max. ^{*)}	2. Teil- max.	1. Teil- max.	2. Teil- max.		1. Teil- max.	2. Teil- max.
1	+0,475	+0,535	0,685	0,682	0,355	1,93	1,92
2	-0,210	-0,147					
3	-0,132	-0,100	0,562	0,880	0,275	2,04	3,20
4	+0,430	+0,780					
5	**) -0,025	-0,025	0,085	0,085	0,38	0,224	0,224
6	**) +0,060	+0,060					
7	+0,060	-	0,135	-	0,255	0,530	0,530
8	-0,075	-					

*) Das 1. Teilmaximum stellt eine vorlaufende Beanspruchungsspitze dar; vergl. Aufzeichnungen BAM; das 2. Teilmaximum bringt das eigentliche Maximum für den Feldquerschnitt 3/4, es folgt ca. 5 ms nach dem 1. Teilmaximum.

**) Die Vorzeichen für 5 und 6 sind gegenüber dem angenommenen Biegemomentenverlauf (untere Einspannung) entgegengesetzt.

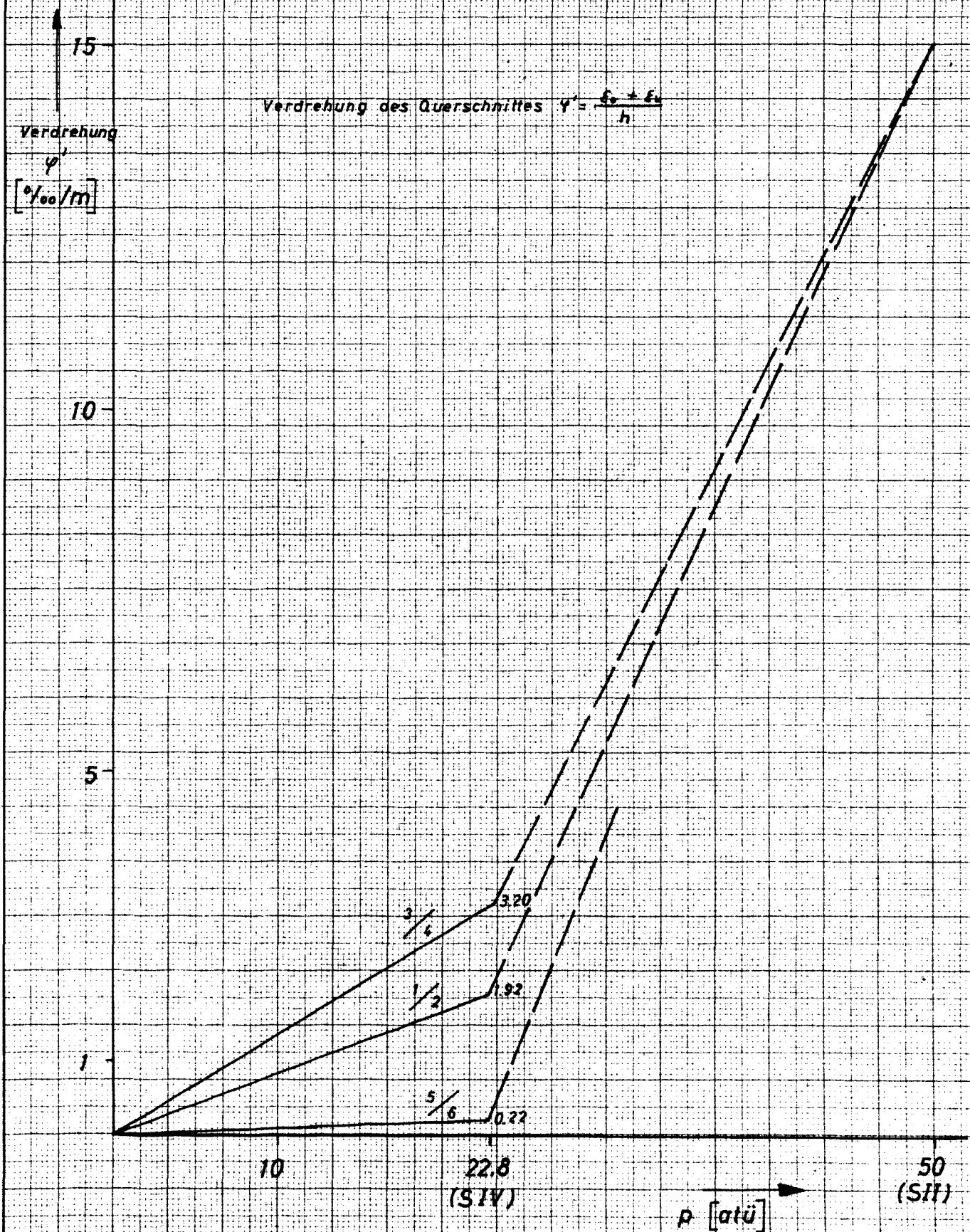
Durchbiegung in Feldmitte (2. Teilmaximum):

$$\delta = (0,503 f - 0,357 a - 0,293 b) \cdot 10^{-3} \text{ [mm]}$$

$$f = 3,20 + \frac{1,92 - 0,22}{2} = 3,20 + 0,85 = 4,05$$

$$\delta = 0,503 \cdot 4,05 - 0,357 \cdot 1,92 + 0,293 \cdot 0,22$$

$$\delta = 2,04 - 0,68 + 0,06 = \underline{1,42 \text{ mm}}$$



Institut
für Baustoffkunde
und Stahlbetonbau
TH Braunschweig

Verdrehung für Meßstellen Frontwand
für verdämmte Ladungen (HG 4000)
bei S-Bau II und IV (Typ S₁)

Anlage : 32

5.3.6.4 Ermittlung der Verdrehungen für Meßquerschnitte
Schutzbau S III und S I (Typ S₀); Durchbiegungen

Schutzbau S I

Ladung Luftmine HC 4000, 8 m vor der Frontwand

Dehnungswerte aus Aufzeichnungen der BAM (s. o.)

Meß- stelle	$\varepsilon_{o/\infty}$		$\varepsilon_o + \varepsilon_u$		h	$\frac{\varepsilon_o + \varepsilon_u}{h}$	
	1.Teil- max.	2.Teil- max.	1.Teil- max.	2.Teil- max.		1.Teil- max.	2.Teil- max.
1	-0,80	-0,80	2,45	2,45	0,55	4,45	4,45
2	+1,65	+1,65					
3	-0,86	0	2,86	2,20	0,45	6,35	4,88
4	+2,00	+2,20					
5	+3,00 (geschätzt)	zer- stört	2,67	-	0,56	4,75	-
6	+0,33	+0,33					
7	zer- stört	-	-	-	0,45	-	-
8	+ 5,9	-					

Das 1. Teilmaximum wird als eigentliches Maximum ausgewertet
(vergl. Feldquerschnitt 3/4)

Durchbiegung in Feldmitte:

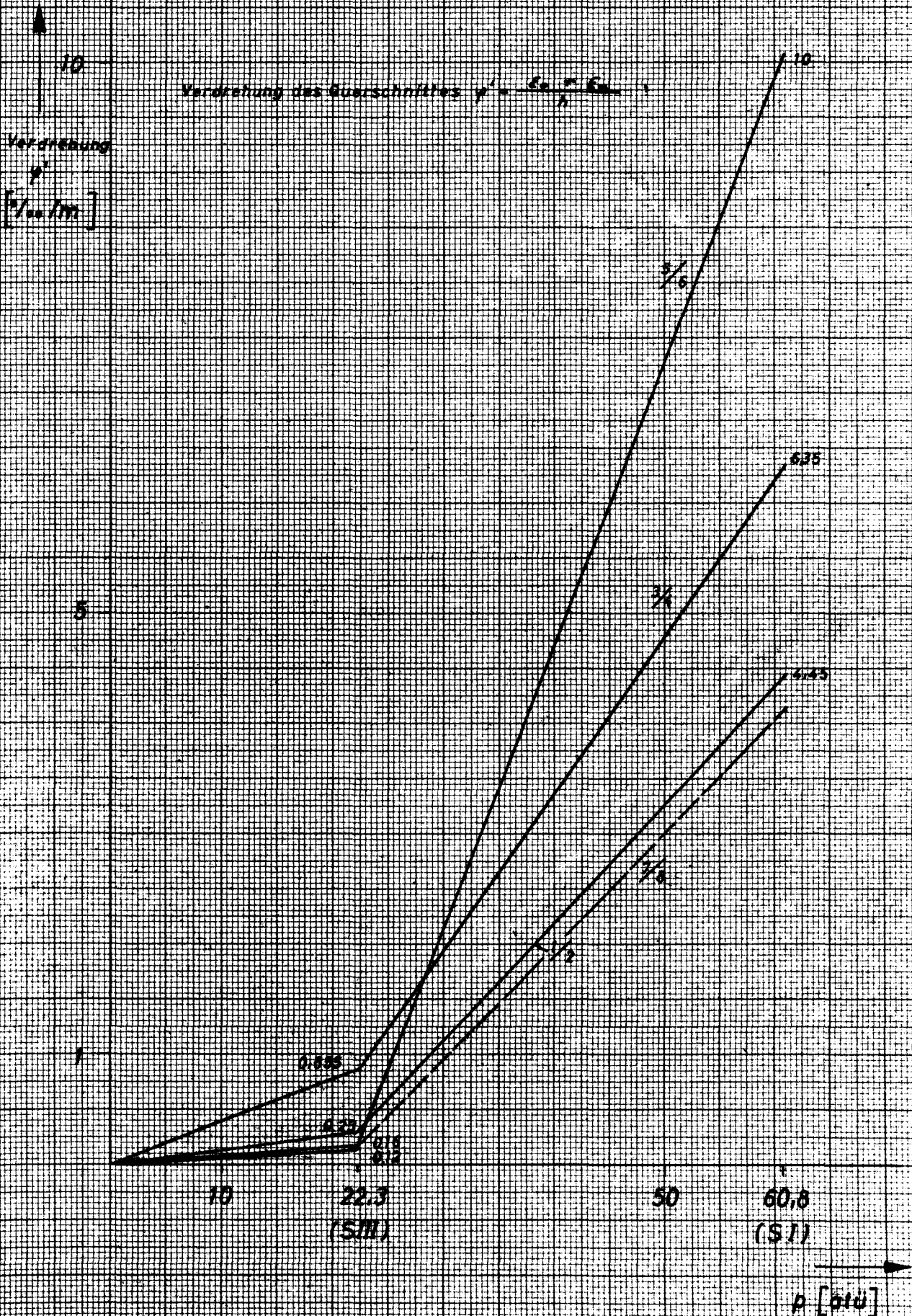
$$\delta = (0,503 f - 0,357 a - 0,293 b) \cdot 10^{-3} \text{ [mm]}$$

$$f = 6,35 + \frac{4,45 + 4,75}{2}$$

$$= 6,35 + 4,60 = 10,95$$

$$\delta = 10,95 \cdot 0,503 - 0,357 \cdot 4,45 - 0,293 \cdot 4,75$$

$$\delta = 5,51 - 1,59 - 1,39 = \underline{\underline{2,53 \text{ mm}}}$$



Institut
für Baustoffkunde
und Stahlbau
H. Braunschweig

Verdrehung für Meßstellen Frontwand
für verdämmte Ladungen (HC 4000;
bei S-Bau III und I (Typ Sg)

Anlage: 33

Schutzbau III; Ladung Luftmine HC 4000, 8 m vor Frontwand
eingegraben

Meß- stelle	ε_o/∞		$\varepsilon_o + \varepsilon_u$		h	$\frac{\varepsilon_o + \varepsilon_u}{h}$	
	1. Teil- max.	2. Teil- max.	1. Teil- max.	2. Teil- max.		1. Teil- max.	2. Teil- max.
1	+0,065	M -0,035	0,165	0,125 ^{*)}	0,55	0,30	0,23 ^{*)}
2	-0,100	M +0,090					
3	-0,100	-0,100	0,220	0,385	0,45	0,49	0,855
4	+0,120	+0,285					
5	-0,025	M +0,025	0,085 ^{*)}	0,065	0,56	0,153 ^{*)}	0,116
6	+0,060	M -0,040					
7	+0,045		0,075	—	0,45	0,167	—
8	-0,030						

Das zweite Teilmaximum wird als maßgebendes Maximum ausgewertet (vergl. Feldquerschnitt 3/4 und Querschnitt 1/2).

*) Vorzeichen gegenüber angenommenem Biegemomentenverlauf (untere Einspannung) entgegengesetzt.

Durchbiegung in Feldmitte :

$$\delta = (0,503 f - 0,357 a - 0,293 b) \cdot 10^{-3} \text{ [mm]}$$

$$f = 0,855 + \frac{0,116 - 0,23}{2}$$

$$= 0,855 - 0,055 = 0,800$$

$$\delta = 0,503 \cdot 0,800 + 0,357 \cdot 0,23 - 0,293 \cdot 0,12$$

$$\delta = 0,402 + 0,082 - 0,035 = \underline{0,45 \text{ mm}}$$

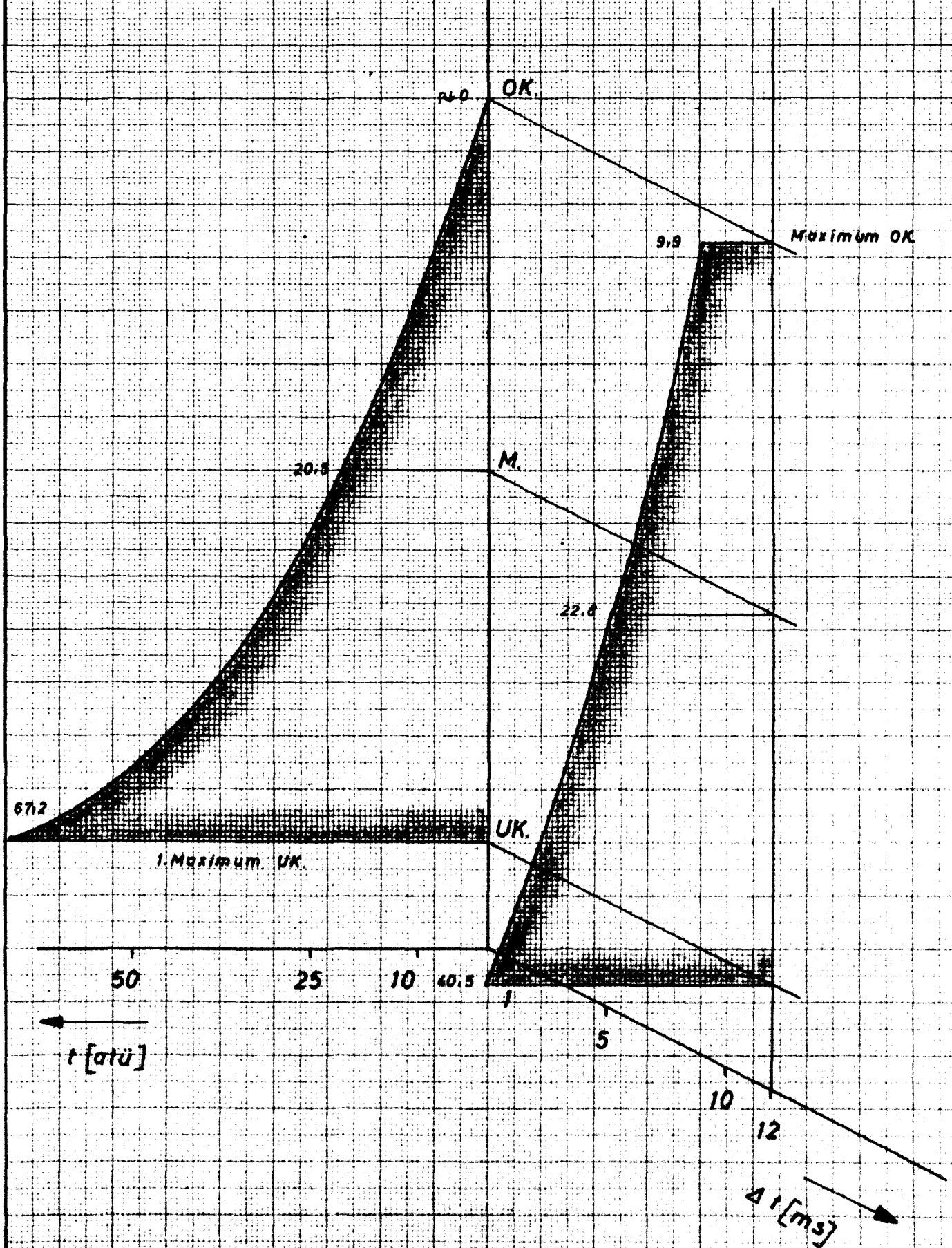
5.3.6.5 Rechnerische Untersuchung der Frontwand

Der Erddruckverlauf über der Zeit zeigt an der Frontwand folgende Eigentümlichkeiten:

Die Beanspruchung beginnt zeitlich mit einem steilen Erddruckanstieg an der Unterkante Frontwand. Die Erdstoßwelle erfährt in den unteren Bereichen einen höheren Widerstand, dagegen wird zunehmend nach oben der Widerstand gegenüber der Stoßwelle abnehmen und eine Bewegung des Erdkörpers eingeleitet. Entsprechend liegen die zunächst abgelesenen Erddrücke, vergl. dazu die Anlagen 34 - 37. An der Unterkante der Frontwand bildet sich ein Maximum aus. Zur Oberkante Wand fällt der Druck stark ab. Durch die hohe Beaufschlagung des unteren Bereiches wird in das Bauwerk eine Drehung und gleichzeitig eine horizontale Verschiebung eingeleitet, die im weiteren Verlauf zu einer Entlastung der Unterkante Frontwand führt. Zu berücksichtigen ist, daß die Druckfront insgesamt auch das den Schutzbau umgebende Erdreich beschleunigt und damit insgesamt zu einer Verschiebung des Erdkörpers führt. Möglicherweise dauert die Drehbewegung und Horizontalverschiebung so lange, bis auf der dem Sprengpunkt abgekehrten Seite der passive Erddruck aktiviert wird. Die Erdstoßwelle läuft auch unter das Bauwerk und führt zu einer Anhebung des Schutzbaues.

Nachdem sich ein ausreichender Widerstand ausgebildet hat, baut sich an der Oberkante der Frontwand, die sich gegen das nachschiebende Erdreich dreht, ein Druckmaximum auf. Infolge der weiteren Bewegung des Bauwerkes in der Horizontalen (x-Richtung; vergl. Anlagen 34 - 37) ist der Druck gegenüber dem 1. Maximum verhältnismäßig geringer. Insgesamt führt das Druckmaximum an der Oberkante zu einem mehr oder weniger konstanten Druckverlauf über die gesamte Frontwand.

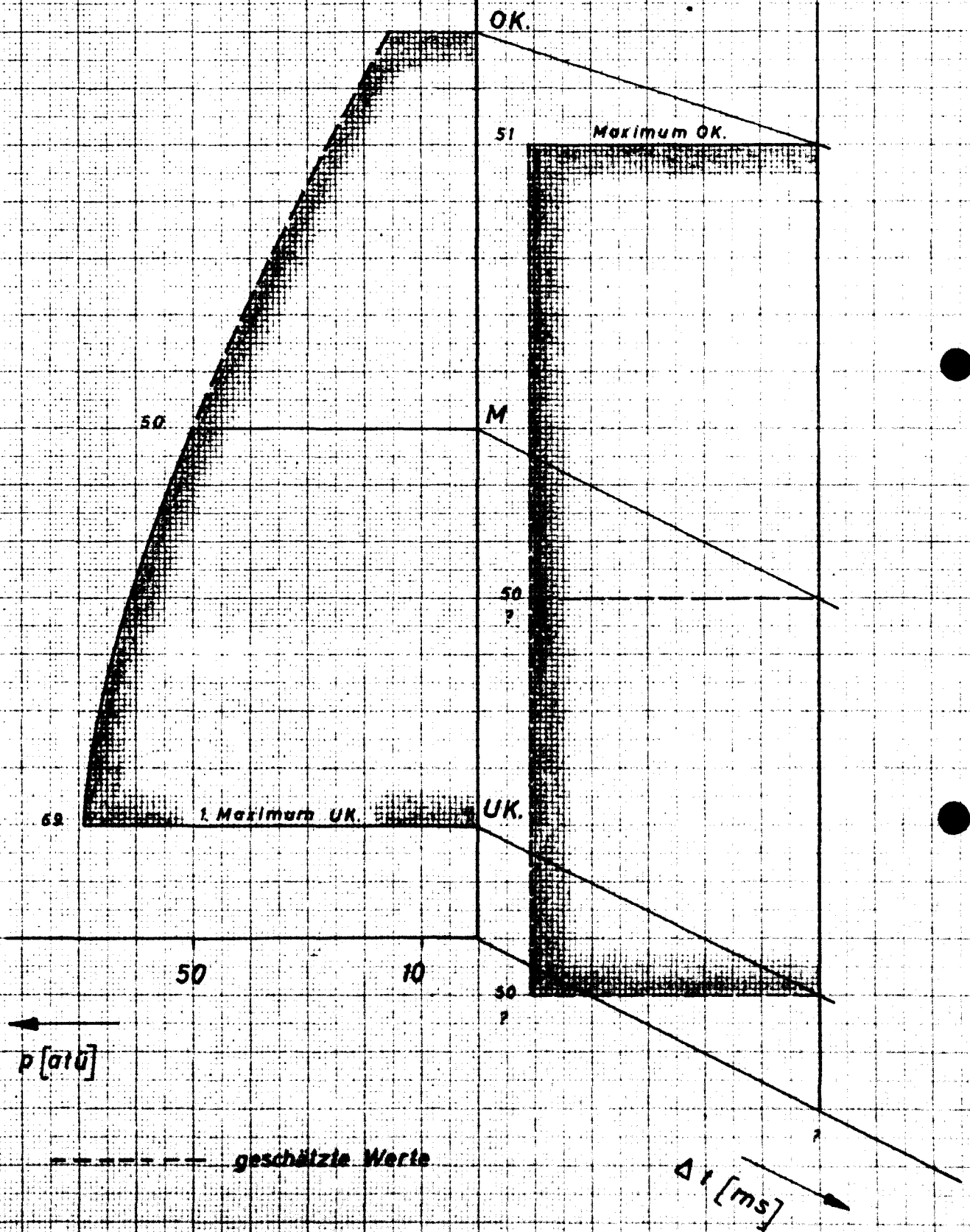
Die beschriebenen Vorgänge laufen sehr schnell ab (vergl. Anlagen 34 - 37); die Differenz zwischen den beiden Maxima ist als Zeit Δt eingetragen. Die oben angenommenen Bewegungen und Drehungen des Bauwerkes können auch entsprechend klein angenommen werden.

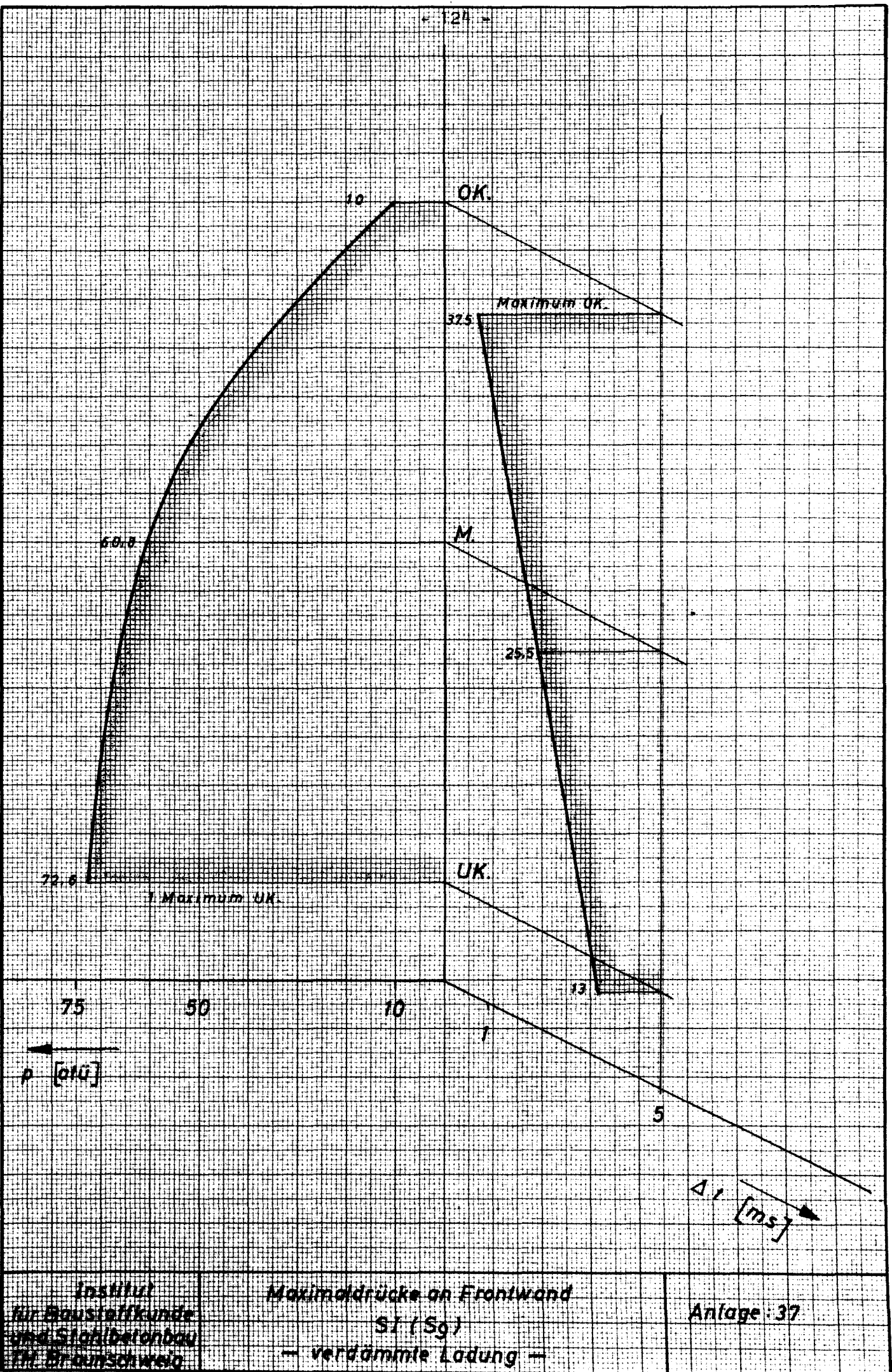


Institut
für Baustatik
und Stahlbetonbau
TH Braunschweig

Maximaldrücke an Frontwand
SIV (S_1)
— verdämmte Ladungen —

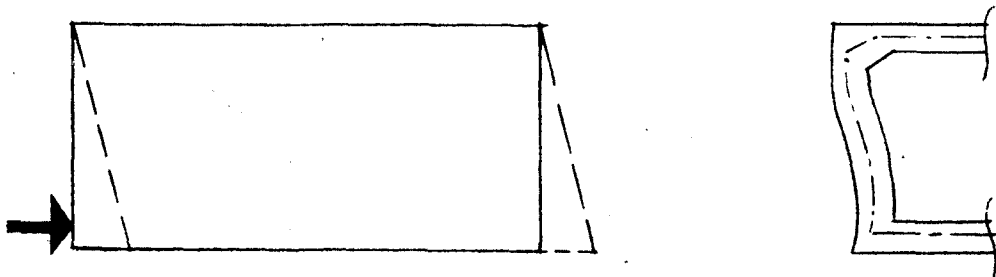
Anlage: 34





Auffallend ist, daß es im unteren Einspannquerschnitt (Geber 5 und 6) bei fast allen Versuchen nur zu einer verhältnismäßig geringen Biegebeanspruchung kommt. Andererseits zeigt der auftreffende Erddruck für diese Bereiche verhältnismäßig hohe Werte, zum anderen sind größere Zerstörungen an der Wand zuerst in dem Bereich des unteren Anschnittes von Wand und Fußboden beobachtet worden. Die Auswertung des 1. Teilmaximums zeigt zudem für die Meßstelle 5 und 6 ein gegenüber dem Momentenverlauf umgekehrtes Vorzeichen (vergl. S IV und S III).

Es kann vermutet werden, daß infolge der Belastungsspitze an der Unterkante der Schutzbau, der im Schnitt einen Rahmen darstellt, eine "rhombische" Verformung erfährt.



Hierdurch wird der Biegebeanspruchung für die Wandplatte aus dem auftreffenden Erddruckstoß eine im unteren Einspannquerschnitt entgegengesetzt gerichtete Biegebeanspruchung überlagert. Dies kann hier fast zur vollen Kompensation des Biegeeinflusses führen. Dagegen ist im oberen Einspannquerschnitt (Meßstellen 1 und 2) mit einer ungünstigen Überlagerung (Vergrößerung) dieser Einflüsse zu rechnen.

Anders wird es sich dagegen bei der Aufnahme der dynamischen Querkräfte verhalten (vergl. hierzu weiter unten!).

Bemerkenswert ist weiterhin der Einfluß der Entfernung der verdämmten Ladung auf den Druckverlauf an der Frontplatte. Die Ladungen für die S-Bauten S I, II und III hatten jeweils einen Abstand von 8 m vor Frontwand; dabei erreichte der Trichter-

rand in etwa den Bereich der Deckenoberkante. Schutzbau IV wurde mit einer 10 m entfernten Ladung angesprengt. Hier zeigt sich zeitlich stets ein höherer Erddruck im unteren Wandbereich (vergl. Anlage 34). Offenbar kann sich das obere Erdreich mehr der Beanspruchung durch die Erdstoßwelle entziehen und infolge einer größeren Entfernung entsprechend dem Kraterverlauf keilförmig emporgleiten. Natürlich können auch andere örtliche Besonderheiten (anstehendes Erdreich, Verdichtung usf.) diesen Druckverlauf erklären. Zu einer näheren Klärung wären mehrere Ansprengungen bei variierten Abständen von definierten Ladungen erforderlich.

Insgesamt stellen sich der Zustand der äußeren Belastung wie die Beanspruchung und Verformung der Platte außerordentlich kompliziert dar.

Eine rechnerische Auswertung für S-Bau IV ist wegen der geringen Beanspruchung wenig interessant. Vergleichswerte zu Schutzbau II fehlten, da hier keiner der Geber Aufzeichnungen lieferte.

Eine vergleichende Auswertung für die S-Bauten III und I bezüglich der Durchbiegungen zeigte wenig befriedigende Resultate. Im einzelnen läßt sich zusammenfassend sagen: Der Beanspruchungsverlauf an der Frontwand wie das Verhalten des Baukörpers sind derart kompliziert, daß einfache, idealisierende Annahmen versagen. Es ist hier zu berücksichtigen, daß bei fast allen Versuchen der auftreffende Erddruck (Wandmitte (W.M.) und Wandunterkante (W.U.K.)) verhältnismäßig lange steht (ca. 20 ms). In dieser Zeit laufen auch die in den Anlagen gezeigten Umlagerungen ab. Während allerdings der Druck in W.M. und W.U.K. bereits stärker abfällt, baut sich das Maximum an W.O.K. auf. Zu dieser Zeit zeigen aber bereits alle Wegmessungen einen beträchtlichen Ausschlag für eine Bewegung des gesamten Bauwerks in der Horizontalen (x-Richtung). Die Eigenfrequenz der Wandplatten ist ebenfalls erheblich. Für die Frontwand des S-Baues IV sowie II erhält man aus Messungen (Batelle-Institut) ca. 150 Hz $\hat{=}$ 6,7 ms. Für die S-Bauten III und I (S_9) dürfte sie höher liegen:

$$T_n \approx \sqrt{\frac{m}{k}} ;$$

$$k \sim E \cdot J$$

$$I_a \text{ (Wand } S_1) \approx 3 \cdot 10^5 \text{ cm}^4/\text{m}$$

$$I_a \text{ (Wand } S_9) \approx 12,95 \cdot 10^5 \text{ cm}^4/\text{m (vergl. Anl. 24b)}$$

damit ist

$$k(S_9) \approx k(S_1) \cdot \frac{12,95}{3} = k_{S_1} \cdot 4,3$$

Die mitschwingenden Massen sollen zunächst nur auf den Wandbeton bezogen werden

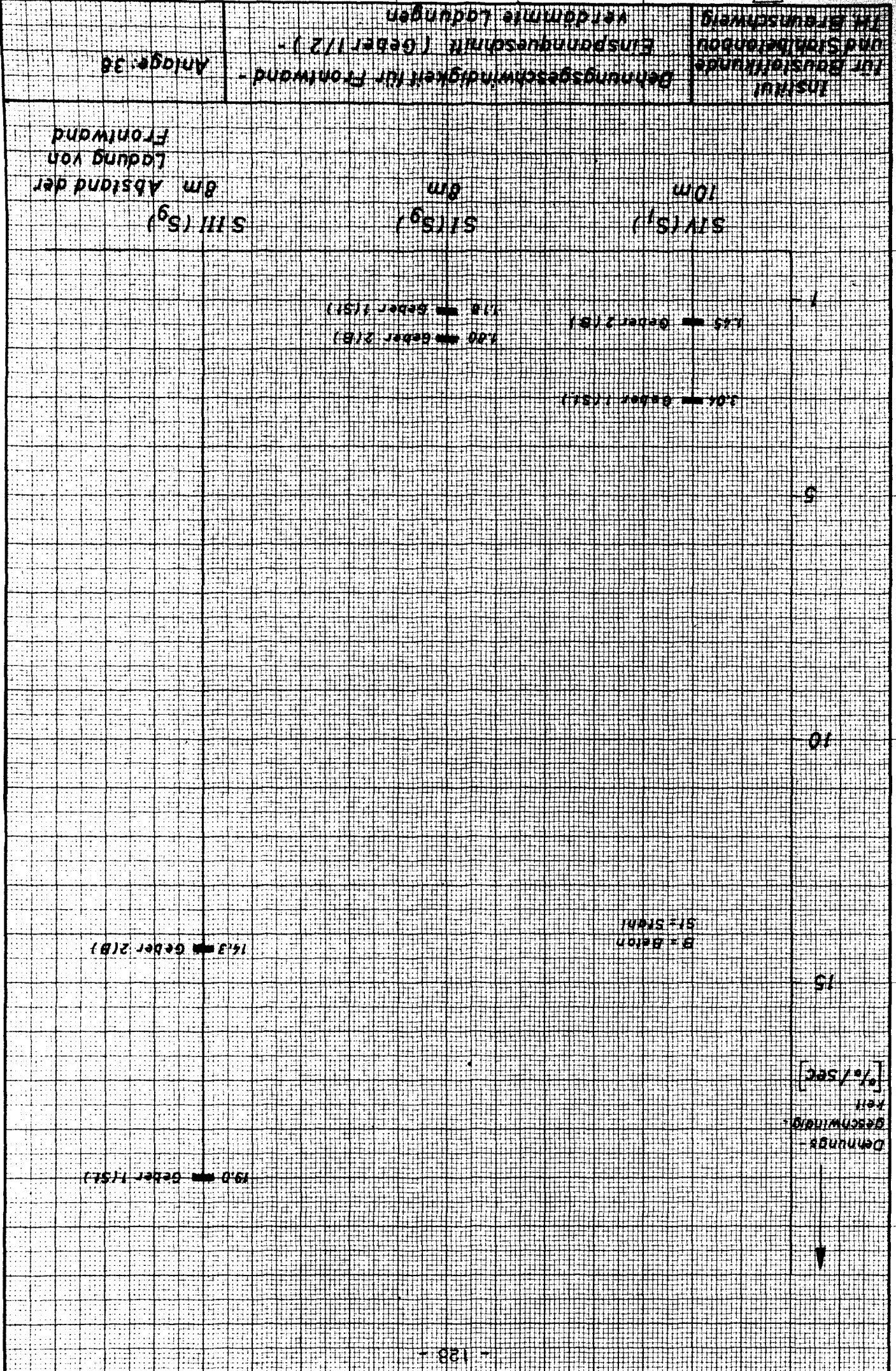
$$m(S_9) \approx 1,5 \cdot m_{S_1}$$

$$T_n(S_9) \approx T_n(S_1) \sqrt{\frac{1,5}{4,3}} = \frac{1}{1,7} \cdot T_n(S_1)$$

Der Einfluß des Erdkörpers auf das dynamische Verhalten der Wandplatten (Dämpfung) ist unbekannt. Die Eigenfrequenzen zeigen, daß in Näherung für beide Bauwerke mit dem quasistatischen Fall gerechnet werden darf. Vor dem Erreichen der elastischen Auslenkung ist dann:

$$\frac{x_{\max}}{x_{el}} = \frac{2 P_0}{W_{\max}} ; \text{ d. h.}$$

die Auslenkung ist direkt proportional zum einwirkenden Druck. Vergleichsweise wurden entsprechend dem Verlauf der Maximaldrücke (Anlage 35 und 37) die Rauminhalte der Druckverläufe über der Zeit ausgewertet und daraus ein gleichmäßig verteilter Druck gerechnet. Tatsächlich liegen diese ermittelten Drücke in etwa in gleichem Verhältnis zueinander wie die für S I und S III errechneten Auslenkungen.



Dehnungs-
geschwindigkeit

[%/sec]

15

14.7 Geber 4 (St)

B = Beton
St = Stahl

10

10 Geber 3 (B)

5

1.07 Geber 4 (St)

1

0.81 Geber 3 (B)

1.30 Geber 4 (St)

1.02 Geber 3 (B)

SIV (S_I)
10 m

SI (S_g)
8 m

SIII (S_g)
8 m Abstand der
Ladung von
Frontwand

Institut
für Baustoffkunde
und Stahlbetonbau
TH Braunschweig

Dehnungsgeschwindigkeit für Frontwand-
Feldquerschnitt (Geber 3/4) -
verdämmte Ladungen

Anlage: 39

Insgesamt zeigte sich aber, daß die Auslenkungen der Wände infolge der Eigentümlichkeiten der Belastung und des Bauteiles n i c h t von ausschlaggebender Bedeutung sind.

Der Versuch bei S-Bau I zeigt, daß bei einer maximalen Beanspruchung im Feldquerschnitt von $\epsilon_e = + 2 \text{ o/oo}$ (Stahl; Geber 4) und $\epsilon_b = - 0,86 \text{ o/oo}$ (Beton; Geber 3), die sicher noch nicht die Grenzbeanspruchung darstellt, bereits Verschiebungen infolge Abscherens an der unteren Wandfuge und am oberen Anschnitt von Wand und Voute beobachtet wurden (vergl. S. 53).

Für eine dynamische Streckdehnung wäre zu setzen:

Stahl: Nach Anlage 39 und Diagramm, Seite 84, ist eine Streckgrenzenerhöhung auf rd. 1,30 anzusetzen.

$$\epsilon_{s \text{ dyn}} = \frac{2400 \cdot 1,3}{2,1 \cdot 10^6} = 1,48 \text{ o/oo.}$$

Beton: Für den Beton erhält man einen Erhöhungsfaktor von ca. 1,15; damit ist $\epsilon_{e, \text{dyn}} \approx 1,15 \text{ o/oo}$.

Erschwerend kommt hinzu, daß die im unteren Anschnitt liegende Arbeitsfuge ohnehin nur eine geringe Scherfestigkeit besitzt (vergl. auch Versuch an S-Bau II).

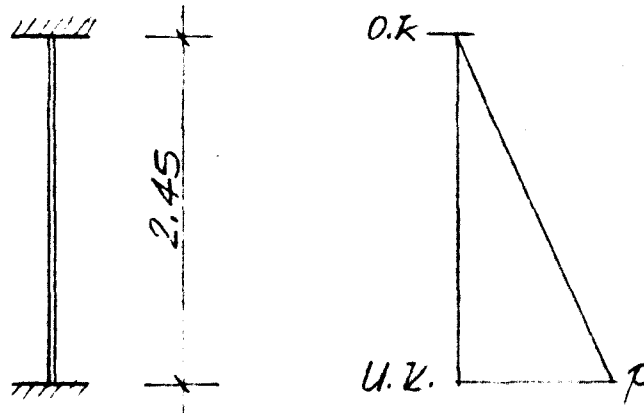
Versuche an S I und S II zeigen, daß hier offenbar die Gefahr von Schub- bzw. Scherbrüchen vorherrscht.

Über die dynamische Scherfestigkeit bestehen - soweit hier bekannt - keine gesicherten Kenntnisse. Es wird noch weitgehend von herkömmlichen Berechnungsmethoden ausgegangen (stat. Schubbeanspruchung) und für die Querkraft lediglich eine "dynamische" Querkraft eingesetzt. Ebenfalls wird eine zulässige "Schub-Streckspannung" (z. B. Streckgrenze der Bügelbewehrung) nach empirischen Formeln aus statischen Versuchen festgelegt.

Schutzbau S₁:

Näherungsweise wird ein Plattenstreifen mit oberer und unterer Einspannung untersucht. Für die Bestimmung der dynamischen Auflagerkräfte muß vom vollständigen System ausgegangen werden, da im Ersatzsystem die Stützkraft stets die Federkraft ist. Die dynamischen Auflagerreaktionen sind dagegen von der Lastverteilung und der Massenverteilung (Trägheitskräfte) abhängig. Die dynamischen Reaktionskräfte wurden hier dem unten angeführten Handbuch entnommen.

Für S IV ergibt sich näherungsweise eine Dreieckslast



$$M_{U.K.} = \frac{pl^2}{20} = \frac{-pl}{10} ; \quad P = \frac{pl}{2}$$

$$Q_{U.K. \text{ statisch}} = \frac{7}{10} P$$

maximale Rückstellkraft:

$$W_{\max} = \frac{M_{pl \text{ U.K.}} \cdot 10}{1}$$

$$Q_{\text{dyn}} \text{ für Gleichlast} = 0,36 W + 0,14 P$$

(elast. Bereich)

(vergl. Handbuch EM 1110 - 345-416 "Bauteile unter dynamischer Belastung")

Für Dreieckslast wird der Anteil aus P entsprechend der höheren "statischen" Querkraft für Dreieckslast erhöht.

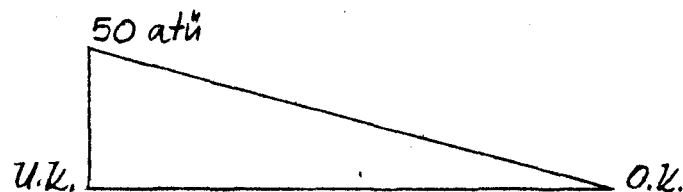
$$Q_{\text{dyn}} \text{ für } \Delta \text{-Last} = 0,36 W_{\max} + 1,4 \cdot 0,14 P$$

Dann ist

$$M_{pl \text{ U.K.}} = 3,44 \text{ mt/m}^1)$$

$$W_{\max} = \frac{10 \cdot 3,44}{2,45} = 14 \text{ t}$$

P wird über ein größeres Zeitintervall gemittelt (vergl. Anlage 34); damit ist etwa zu setzen



$$P_{\text{gesamt}} = \frac{500 \cdot 2,45}{2} = 612 \text{ t}$$

$$Q_{\text{dyn}} = 0,36 \cdot 14 + 0,14 \cdot 1,4 \cdot 612 = 5 + 120 = 125 \text{ t}$$

Damit erhält man eine dyn. Schubspannung:

$$\tau_{\text{dyn}} \approx \frac{Q}{7/8 \cdot b \cdot h} = \frac{125 \cdot 1000}{7/8 \cdot 37,5 \cdot 100} = 38 \text{ kg/cm}^2$$

1) Das plast. Moment M_{pl} ergibt sich zu

$$M_{pl} = Fe' \cdot \sigma_{s \text{ dyn}} (h-h') + (Fe - Fe') \cdot \sigma_{s \text{ dyn}} \cdot h \left[1 - \frac{(Fe - Fe') \cdot \sigma_{s \text{ dyn}}}{1,7 \cdot W_{28 \text{ dyn}} \cdot b \cdot h} \right]$$

für S_1 , unterer Eingang der Wand:

$$\begin{aligned} Fe &= 3,51 \text{ cm}^2 & \sigma_{s \text{ dyn}} &\approx 2,64 \text{ t/cm}^2 \\ Fe' &= 1,90 \text{ cm}^2 & M_{pl} &= 3,44 \text{ mt} \end{aligned}$$

für S_9 , unterer Eingang der Wand:

$$\begin{aligned} Fe &= 29 \text{ cm}^2 & \sigma_{s \text{ dyn}} &\approx 2,64 \text{ t/cm}^2 \\ Fe' &= 24,1 \text{ cm}^2 & M_{pl} &= 43,60 \text{ mt} \end{aligned}$$

Schutzbau S_9 :

Wie Anlage 37 zeigt, kann wegen des fülligeren Druckverlaufes über die Frontwand mit einem gemittelten konstanten Druck gerechnet werden.

Es ist dann

$$M_{U.K.} = - \frac{p_l^2}{12} = - \frac{P_l}{12} ,$$

$$P = p_l ;$$

Maximale Rückstellkraft:

$$W_{\max} = \frac{M_{p_l U.K.} \cdot 12}{1}$$

$$Q_{\text{dyn}} = 0,36 + 0,14 P \quad (\text{s. o.})$$

$$M_{p_l U.K.} = 43,6 \text{ mt/m} \quad (\text{vergl. Bemerkung S. 132})$$

$$W_{\max} = \frac{12 \cdot 43,6}{2,45} = 212 \text{ t}$$

P : Als Mittel über ein größeres Zeitintervall kann etwa 44 atü angesetzt werden.

$$P \approx 440 \cdot 2,45 = 1080 \text{ t}$$

$$\begin{aligned} Q_{\text{dyn}} &= 0,36 \cdot 212 + 1080 \cdot 0,14 \\ &= 76 + 151 = 227 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\tau_{\text{dyn}} \approx \frac{227 \cdot 000}{7/8 \cdot 56,5 \cdot 100} = \underline{\underline{46 \text{ kg/cm}^2}}$$

Immerhin zeigen die näherungsweise Nachrechnungen, daß beträchtliche hohe dynamische Schubspannungen in den Auflagerbereichen auftreten.

In dieser Größenordnung dürften auch - im Vergleich mit einer statischen Beanspruchung - die Bruchgrenzen liegen.

Eine genauere Bewertung ist nicht möglich, da über die dynamische Schubfestigkeit bzw. Schubbruchfestigkeit nichts Näheres bekannt ist.

5.3.7. Einflüsse auf die Beanspruchung biegebeanspruchter Bauteile

Die allgemeinen Beziehungen für ein einfaches Schwingsystem zeigen bereits, daß eine größte Verschiebung (d. h. auch eine maximale Beanspruchung) im allgemeinen Falle von den Variablen P_0 , W_{\max} , m , k und T (s. oben) abhängig ist. Im besonderen Falle quasistatischer Belastung besteht nur noch eine Abhängigkeit von P_0 und W_{\max} .

Die einzelnen Einflüsse sind aber wie folgt zu bewerten (vergl. Anlage 18): Bei kleinen Werten von T/T_n ($\ll 1$) ist die maximale Verschiebung, wenn das Verhältnis von $\frac{W_{\max}}{P_0} > 1$ ist, ungefähr der Lastdauer T proportional; bei großen Werten T/T_n hat die Lastdauer praktisch keinen Einfluß. Der Einfluß der Masse und der Federkonstanten ergibt sich aus der Beziehung für die Eigenschwingzeit des Systems. Daher ist für $\frac{W_{\max}}{P_0} > 1$ bei kleinen Werten T/T_n ($\ll 1$) die größte Verschiebung ungefähr proportional zur Wurzel $\sqrt{\frac{k}{m}}$. Bei großen Werten von T/T_n ($\gg 1$) ist die Größtverschiebung umgekehrt proportional zu k , jedoch unabhängig von m .

Auch ist der Einfluß der Lastform wesentlich. Wichtige idealisierte Fälle sind die Dreieckslast (Impulsbelastung) und die Rechtecklast (quasistatischer Fall).

Bei einem gegebenen System (m , k , W_{\max}) ändert sich bei Variation der Belastung (Höchstlast P_0 und Lastdauer T) das dynamische Verhalten des gesamten Systems.

Diese Variationsmöglichkeiten erschweren ganz erheblich eine einfache, auf den Mitteln der Baustatik aufbauende Bemessung.

Die Angabe eines zulässigen Grenzimpulses genügt nur dann, wenn von vornherein sichergestellt ist, daß sich das Objekt mit Näherung im Bereich des Impulsverhaltens befindet. Bei den vorliegenden sehr steifen Bauteilen liegen sehr hohe Eigenfrequenzen vor; d. h. hier können, wie die Untersuchung zeigt, selbst bei den verhältnismäßig kurzen Druckdauern herkömmlicher Sprengkörper die Lastdauer/Eigenschwingzeit-Werte bereits den Wert 1 und größer annehmen.

Dennoch sollte geprüft werden, ob der Übergangsbereich vom ballistischen zum quasistatischen Verhalten nicht durch Erweiterung der beiden Gültigkeitsbereiche zum Zwecke der Vereinfachung überbrückt werden sollte.

$T/T_n = 1$ könnte als Grenze beider Bereiche gewählt werden. Damit ergeben sich im Übergangsbereich unrichtige, jedoch auf der sicheren Seite liegende Werte, wenn nur das Verhältnis $\frac{W_{\max}}{P_0} > 1$ gehalten wird. Sodann ist noch auf einen wichtigen Umstand hinzuweisen: Für den Fall $\frac{W_{\max}}{P_0} = 1$ wachsen die Verformungen sehr stark an und gehen bei langer Druckdauer nicht in den zur Abszisse parallelen "quasistatischen" Ast über. Wird ein Bauteil so ausgelegt, daß sein innerer Widerstand der Größe nach einem länger einwirkenden Druck entspricht, dann liegt hier keineswegs ein quasistatisches Verhalten des Bauteiles vor; d. h. es muß für den quasistatischen Fall auf jeden Fall dafür gesorgt werden, daß der Widerstand des Bauteiles größer als der einwirkende Druck ist, damit der quasistatische Ast und damit eine Verformungsbeschränkung erreicht werden.

Für die hier in erster Linie anstehende Impulsbelastung ist die Verformung allein schon durch die kurze Lasteinwirkung begrenzt.

Für den Impulsbereich kann aufgrund der oben aufgezeigten elementaren Beziehungen nicht ohne weiteres eine statische Ersatzlast angegeben werden. Die Beziehung zwischen einer statischen Last und einem Impuls, die jeweils zur gleichen Auslenkung und damit Beanspruchung des Objektes führen, ist durch Gl. (7) und (8) (vergl. Pkt. 5.3.4.2) angegeben. Die Gleichung enthält die Eigenfrequenz des Objektes. Damit sind die "dynamischen" Kennwerte (m , k , T_n) eines Objektes erforderlich. Dann allerdings wäre die Untersuchung auch - wenigstens in Annäherung - auf dynamischer Grundlage zu führen.

Anders ist es für den quasistatischen Fall: Die Beziehung zwischen einer statischen Einzellast und dem "quasistatischen" Druck ist verhältnismäßig einfach, hier werden die dynamischen Eigenschaften des Objektes nicht mehr benötigt;

es genügt lediglich das Verhältnis von $\frac{W_{\max}}{P_0}$, d. h. des inneren Widerstandes des Objektes zum "quasistatischen" Druck. (vergl. Gl. (2), (3), Punkt 5.3.4.1).

Damit ergibt sich:

Der "quasistatische" Grenzfall, der ohnehin aufgrund sehr energiereicher Explosionsquellen im allgemeinen zu flächigen Beanspruchungen der Bauteile führt, kann in der Bemessung mit einem Ersatzlastensystem behandelt werden. Allerdings sind hierbei gewisse Bedingungen hinsichtlich des Verhältnisses $\frac{\text{innerer Widerstand}}{\text{Maximaldruck}}$ einzuhalten, damit die Auslenkungen tatsächlich für beliebig lange Druckdauern ($T/T_n \gg 1$) beschränkt bleiben.

Für den Grenzfall der Impulsbelastung ist ein Ersatzlastensystem von vornherein nicht möglich; es sei denn, man leitet sie für ein bestimmtes Objekt mehr oder weniger empirisch ab. Man wird im allgemeinen folgende Eigenschaften des Objektes und der Belastung festlegen müssen:

- a) Wie groß ist die Eigenschwingzeit des Objektes?
(Ermittlung der mitschwingenden Masse (Ersatzmasse); Ermittlung der Federkonstanten aus der Rückstellkraft des Systems und der Auslenkung oder Ermittlung einer zulässigen elastischen Auslenkung aus der Federkonstanten und der Rückstellkraft beim Entwurf eines Bauteiles.)
- b) Ist das Verhältnis T/T_n klein genug, so daß sich das Objekt "ballistisch" verhält?

Mit Hilfe der "dynamischen" Kennwerte kann dann über den einwirkenden Impuls eine "statische" Ersatzlast festgelegt werden, d. h. eine Last, die zur gleichen Auslenkung des Objektes wie die Impulsbeanspruchung führt.

Allerdings müssen auch hier mehr oder weniger gleichmäßige, flächige Belastungen bei Flächentragwerken und mehr oder weniger gleichmäßige Linienlast bei Stabträgern vorausgesetzt werden.

Für die Untersuchung einzelner Bauteile unter Impulsbelastung dürfte eine Untersuchung, die das Bauteil unabhängig vom Gesamtbauwerk betrachtet, in der Regel möglich sein. In besonderen Fällen mag eine genauere Untersuchung erforderlich sein.

Es ist zu berücksichtigen, daß eine genaue Untersuchung des vorliegenden Objektes (z. B. als Zweimassensystem) im allgemeinen zu günstigeren Beanspruchungen führt, da die Feder der zweiten (hier größeren) Masse praktisch mit einer elastischen Lagerung des untersuchten Objektes (Platten) gleichzusetzen ist.

5.3.8. Zulässige Impulse für die untersuchten Bauteile

Für die Belastung der Bauwerke wurden im Laufe der Versuche durch aufgehängte Ladungen und eingegrabene (verdämmte) Ladungen die ungünstigsten Beanspruchungen im Rahmen herkömmlicher Waffen erzielt. Allerdings muß eingeschränkt werden, daß hier die max. Ladungsgewichte beschränkt waren. Höhere Ladungsgewichte in gewissen größeren Abständen vom Objekt könnten zu längeren Druckdauern führen. Dabei wären in der Regel ungünstigere Beanspruchungen zu erwarten.

Nahtrefferbelastungen wurden ausgeschaltet. Die Widerstandsfähigkeit der Bauteile (hier insbesondere der Platten) gegenüber auftreffenden Granaten oder Bomben ist ein anderes Problem.

Die Versuche zeigten, daß es berechtigt ist, als empfindlichste Bauteile bezüglich einer Zerstörung die Plattenfelder (Decke und Frontwände) anzusehen. Auf die Zerstörungen an anderen Bauteilen und Einbauten wird unten eingegangen.

Daher können unter Berücksichtigung der obigen Einschränkungen die Bauwerke für die einzelnen Belastungsformen nach den Versuchsergebnissen klassifiziert werden.

5.3.8.1 Decken:

Die Versuche zeigten allgemein, daß bei vorliegenden Konstruktionen die relativ hohe Verformungsfähigkeit eines Bieegliedes nicht ganz ausgenutzt werden konnte. Bei höheren Belastungen besteht Schubbruchgefahr.

Allerdings ist unser Wissen über das Verhalten von Stahlbetonbauteilen unter dynamischen Lasten noch sehr unzureichend. Wahrscheinlich muß die Verformung ganz allgemein beschränkt werden (vergl. Decke S₁), um zu verhindern, daß nicht größere Betonteile abplatzen oder absplintern und herabfallen bzw. auch zu einer teilweisen Zerstörung des Bauteiles selbst führen. Derartige Abplatzungen wurden zumindest im Bereich der Auflager der Platten (Vouten) beobachtet. Für den quasistatischen Bereich empfiehlt sich ohnehin eine Verformungsbegrenzung (vergl. oben).

Aus statischen Versuchen ist bekannt, daß die Rotationsfähigkeit eines Stahlbetonbauteiles noch beträchtlich über den elastischen Bereich des Stahles hinaus erhalten bleibt, d. h. daß eine Gelenkwirkung auch nach Überschreiten der üblicherweise für den Beton der Druckzone angesetzten Grenzstauchung noch erhalten bleibt. Solange keine gesicherten Versuchsergebnisse für dynamische Belastungen vorliegen, sollte aus Gründen der Sicherheit die Verdrehung der Querschnitte bzw. die Verformung des Bauteiles begrenzt werden.

Für diese grundsätzlichen Untersuchungen eignen sich natürlich vollständige Bauwerke wie die vorliegenden mit ziemlich unübersichtlichen statischen Verhältnissen schlecht. Diese Fragen, die zum großen Teil auch Gegenstand der hier behandelten Versuchsreihe sind, lassen sich zweckmäßiger an kleineren, statisch genau definierten Modellbauteilen unter normaler Explosionsbelastung oder Belastung in einem Simulator (z. B. Druckstoßkammer) studieren.

Schutzbau S₁: Die Versuche zeigen, daß nach der letzten Ansprengung mit frei hängender Ladung (500 kg TNT) bereits stark klaffende Risse vorhanden waren und die ersten Verschiebungsbrüche an den Vouten beobachtet wurden.

Die Grenzbelastung war mit dieser Ansprengung erreicht; eine weitere Lasterhöhung (Erhöhung des Spitzendruckes) erhöht die Gefahr sehr starker Zerstörungen, wenn sie nicht selbst zum Zusammenbruch führt. Damit ergibt sich ein Grenzimpuls von 1650 ms t/m^2 .

Hierbei wird etwa die doppelte elastische Auslenkung erreicht. Allerdings ist x_{el} sehr stark von der erreichten Dehngeschwindigkeit abhängig, die wiederum von der Größe der Anstiegszeit des Erddruckes und der dynamischen Eigenschaften des Objektes abhängig ist. Bei der Beanspruchung der Deckenplatte handelt es sich praktisch in guter Näherung um die aus der Waffe herührende Luftstoßbeanspruchung; eine Dämpfung aus der verhältnismäßig geringen Überdeckung kann, sofern das Erdreich gut verdichtet ist, außer acht gelassen werden. Daher darf angenommen werden, daß sich für Beanspruchungen aus herkömmlichen Explosionswirkungen bei gleichen Impulsen jeweils auch gleiche Dehngeschwindigkeiten für das vorliegende Objekt ergeben. Hinzu kommt, daß ein Erhöhungsfaktor für die "dynamische" Streckgrenze konstant für einen gewissen Bereich von Dehngeschwindigkeiten angesetzt werden kann.

Damit kann auch die maximale Auslenkung (Vielfaches der elastischen Auslenkung) als Maß für die größte Beanspruchung herangezogen werden. Vorausgesetzt werden muß, daß eine Impulsdauer (Lastdauer) T vorliegt, die tatsächlich noch ein "ballistisches" Verhalten des Objektes gewährleistet.

Schutzbau S_9 : Hier liegen die Verhältnisse gegenüber Schutzbau S_1 ungünstiger. Die Decken weisen höhere Eigenfrequenzen auf. Die Auslenkungen können nicht mehr mit dem ballistischen Grenzfall genau genug erfaßt werden (Übergangsbereich). Dennoch sollte man unter Berücksichtigung der vorliegenden dynamischen Eigenschaften für die äußere Beanspruchung einen Impulswert angeben. Der Impuls als zeitliches Integral der Druckwirkung gibt bessere Vergleichsmöglichkeiten für Druckwirkungen, die oft in ihrem Verlauf eigentümliche Besonderheiten aufweisen. Die Angabe eines Spitzendruckes ist weniger deutlich. Am zweckmäßigsten ist die Angabe des Impulses sowie der Lastdauer. Hieraus kann ein idealisierter Impulsverlauf rekonstruiert werden.

Die im Versuch erreichte Höchstlast (1000 kg TNT freihängende Ladung) führte zwar zu verhältnismäßig geringen Auslenkungen der Platte, jedoch bestand infolge der beträchtlich hohen dynamischen Querkräfte die Gefahr von Schubbrüchen an den Auflagerbereichen. Bei den Versuchen wurden stärkere Abplatzungen beobachtet. Bezüglich der Auslenkungen wurde in Näherung die dynamische Elastizitätsgrenze erreicht.

Prinzipiell ist ein Versagen eines dynamisch belasteten Bauteils durch Querkraftbeanspruchung ungünstig. Es muß eine ausreichende Schubsicherheit und zugleich eine gewisse geringe Biegesteifigkeit angestrebt werden. Impulslasten sind aber insofern ein Sonderfall, als bei extremen Verhältnissen (hohe Biegesteifigkeit bei kurzen Stützweiten) zwar kleine Auslenkungen infolge Biegebeanspruchung auftreten können, jedoch beträchtlich hohe dynamische Querkräfte an den Auflagern wirksam werden.

Als Grenzpuls wird daher der bei der 1000-kg-TNT-Ladung (freihängende Ladung) erreichte Puls angesetzt:

$$\underline{J_b = 3000 \text{ ms t/m}^2; T = 8 \text{ ms.}}$$

5.3.8.2 Frontwände:

Die Versuche zeigen, daß für das Versagen dieser Bauteile offenbar ein Schubbruch bzw. Scherbruch maßgebend ist. Sowohl die Frontwand bei S-Bau I wie der zerstörte Zustand der Wandplatten bei S-Bau II zeigen, daß an den oberen und unteren Auflagerbereichen die größten Zerstörungen auftreten bzw. die totale Zerstörung eingeleitet wurde.

Schutzbau S₉ (S I, S III): Mit der Ansprengung des S-Baues I wurde die Grenzbelastung erreicht. Eine weitere Laststeigerung durch eine höhere Ladung bzw. durch einen kürzeren Sprengpunkt-Abstand ist nicht mehr möglich. Die Besonderheiten der Belastung machen es schwierig, ein brauchbares Kriterium aufzustellen. Die Auswertung der Impulse (vergl. Bericht, Teil II, des EMI) zeigen widersprüchliche Ergebnisse und stimmen nicht mit den Beobachtungen am Bauwerk und den gemessenen Verformungen überein.

Es kann festgelegt werden:

Mit einer eingegrabenen Ladung (HC 4000) - vergleichbar Sprengstoffgewicht 1300 kg Amatex - wird in 8 m Abstand vor Frontwand die Grenzbelastung erreicht. Dabei ergibt sich in der Belastungsspitze ein in etwa parabolischer Druckverlauf mit den in Anlage 37 eingetragenen Werten. Bei einwandfreiem Sprengstoff ist dieser Belastungsverlauf in etwa reproduzierbar (vergl. dazu Ansprengung S II, Anlage 36). Zu berücksichtigen ist ebenfalls die Tiefenlage der Ladung.

Schutzbau S₁ (S IV, S. II): Für den Schutzbau S₁ wird dagegen die Grenzbelastung bei gleicher Anordnung der Ladung überschritten. Die Belastungsspitze ist mit dem Druckverlauf für S I vergleichbar. Die Ansprengung für S IV - Abstand der Ladung 10 m vor Frontwand - zeigte noch keine größeren Beanspruchungen. Aufgrund der Kraterbildung kann aber angenommen werden, daß bei dieser Ansprengung in etwa die gleiche Energie wie bei den Versuchen an S-Bau II und I freigesetzt wurde. Offenbar erklärt sich die günstige Beanspruchung (vergl. Druckverlauf) aus dem größeren Sprengpunktstand.

Damit kann festgelegt werden, daß sich bei einer Ansprengung mit einer verdämmten Ladung - vergleichsweise Sprengstoffmenge 1300 kg Amatex - in einem Abstand von 10 m vor Frontwand die Grenzbelastung praktisch erreicht ist. Zu berücksichtigen ist zudem die Tiefenlage der Ladung.

5.3.9. Zur Frage der Definition der "Zerstörung"

Im Zusammenhang mit der Theorie der Zerstörungskennlinie wird auch für den Baustoff Stahlbeton die Frage nach einer näheren Definition der Zerstörung gestellt. Welcher Zustand eines Bauteiles soll nach einer dynamischen Beanspruchung als "zerstört" gelten?

Zerstörung bedeutet Versagen des Bauwerkes oder Bauteiles. Hier bestehen grundsätzlich wie bei Beanspruchung von Stahlbetonbau-

teilen unter statischer Beanspruchung folgende Möglichkeiten:

1. Versagen infolge Bruches,
2. Versagen infolge zu großer Verformungen,
3. Versagen infolge anderer Zerstörungen, zumeist jedoch durch Punkt 2 eingeleitet.

Daneben kann im vorliegenden Falle das Bauwerk unbrauchbar werden durch den Verlust seiner Gasdichtigkeit.

Brucharten sind wiederum:

- a) Biegebruch,
- b) Schubbruch (Schubbruchmoment),
- c) Bruch infolge Normalkrafteinwirkung (Materialfestigkeit, Stabilitätsproblem).

Ein "unangekündigter" Biegebruch sollte auf alle Fälle durch eine geeignete Konstruktion des Bauteiles vermieden werden. Die Gefahr eines plötzlichen Bruches unter statischer Belastung besteht bei sehr stark bewehrten Bauteilen; der Bruch wird ohne besondere "Vorankündigung" durch größere Risse und dergl. plötzlich auftreten. Auch für dynamische Beanspruchung ist ein plötzliches Versagen ohne größere Verformungen zu erwarten. Dieses Verhalten muß konstruktiv auf jeden Fall durch normale Bewehrungsgehalte vermieden werden.

Auf die Frage des Schubbruches, der prinzipiell vermieden werden sollte, wird weiter unten eingegangen.

Damit tritt Ursache 2 für das Versagen von Bauteilen in den Vordergrund. Größere Verformungen äußern sich durch Rißbildungen. Es ist aber festzustellen, daß das Erscheinen von Rissen noch kein Kriterium für eine Zerstörung ist. Es trifft auch nicht zu, daß nach dem Auftreten von Rissen keine größere Mehrlast vom Bauteil aufgenommen werden könnte. Dies gilt insbesondere für dynamische Beanspruchungen - wie hier gezeigt - zu. Hohe Dehnungsgeschwindigkeiten führen z. T. zu größeren Anhebungen der statischen Streckgrenze, so daß in diesen Bereichen

große Verformungen gemessen werden, die allerdings noch ungefährlich sein können. Die Verformungen haben bei Schutzbauten nur dort eine Begrenzung, wo die Gefahr stärkerer Zerstörungen des Betones (in der Folge der Bruch) oder stärkerer Abplatzungen und Gefährdungen für Menschen und Güter bestehen. Hinzu kommt die wichtige Frage der Gasdichtigkeit.

Wie die Versuche gezeigt haben, müssen die Verformungen für Biegeglieder aber beschränkt werden. Bei stärkeren Verdrehungen der Querschnitte, z. B. im Auflagerbereich, besteht angesichts der hohen Beanspruchung des Betones die erhöhte Gefahr, daß dort die allgemein hohen Querkräfte nicht mehr aufgenommen werden können. Daher wäre die Zerstörung durch ein Durchbiegungskriterium in Abhängigkeit von der Stützweite festzulegen: Besser könnte man auch eine bestimmte Verdrehung der Querschnitte als Zerstörungsgrenze festlegen. Die Zerstörungsgrenze bedeutet, daß bei weiterer Beanspruchungssteigerung das Bauteil im Sinne der oberen Ausführungen unbrauchbar wird. Ein Durchbiegungskriterium könnte auch über Festlegung von Rißweiten erfolgen; jedoch dürfte dieses weniger zuverlässig sein.

Sodann ist noch einzuschränken, daß die beobachteten Risse nach dem Versuch nur bedingt einen Aufschluß über den Verformungszustand des Bauteiles während der Beanspruchung geben.

Ein Problem, auf das oben hingewiesen wurde, liegt in der Gefahr von Schub- und Scherbrüchen. Dies bedeutet ebenfalls einen Zerstörungszustand. Nach Möglichkeit muß ein Schubbruch vermieden werden. Nach dem Auftreten der ersten Scher- und Schubbrucherscheinungen dürften bereits geringe Beanspruchungserhöhungen den Bruch des Bauteiles einleiten.

6. Zusammenfassung wichtiger Beobachtungen an den S-Bauten während der Anspannversuche

Im folgenden werden wichtige Beobachtungen und Feststellungen während der Versuche, die z. T. bereits im Punkt 5 (Versuche) des Berichtes aufgeführt sind, noch einmal zusammengefaßt. Insbesondere zeigten sich während der Versuche teilweise typische Mängel bzw. typische Phänomene.

- 6.1 Bei fast allen Anspannungen war die Fuge zwischen Schutzbauwerk und Eingangsbauwerk, die mit einem Füllmaterial und Bitumenverguß geschlossen war, angerissen. Bei verdämmten Ladungen klappte die Fuge bis zu 15 mm Weite; die Ränder waren z. T. stärker gegeneinander versetzt. In keinem Fall aber wurde der Zugang zum Bauwerk beeinträchtigt. Die Ausführung des Anschlusses wie des gesamten Einstiegsbauwerkes hat sich bewährt.
- 6.2 Bei allen Versuchsbauten zeigten sich nach den Anspannungen im Bereich der Zarge der Drucktür Rißbildungen. Im Bereich der Verankerungen waren sie in der Regel stärker; aber nicht weiter als maximal 0,5 - 1,0 mm. Es ist nicht anzunehmen, daß über die Zargenvermörtelung (Risse) ein Luftdruckeinbruch möglich ist; dennoch könnte es hier bei weniger sorgfältiger Ausführung zu größeren Schäden kommen. Offenbar wurden die Drucktüren nachträglich, d. h. nach dem Betonieren des Bauwerkes, eingesetzt, verankert und vermörtelt. Es wird empfohlen, die Zarge sofort mit einzubetonieren.
- 6.3 Bereits bei kleineren Luftdruckbeanspruchungen ergaben sich Beschädigungen am auskragenden Betongesims des Einstiegsbauwerkes und des Ausstiegsschachtes (Notausstieg). Die Luftstoßwelle faßt offenbar unter die Auskragung und reißt die Kragenden fort. Da diese Gesimsausbildung offenbar keine besondere Bedeutung hat, dürfte sie fortgelassen werden können. Ansonsten besteht darüberhinaus die Gefahr, daß beim Notausstieg die Verschußklappe durch die Betonzerstörungen weitere Beeinträchtigungen erfährt.

6.4 Ernsterer Natur sind die beobachteten Mängel an der Notausstiegsklappe. Bereits bei der Ansprengung mit 1000 kg aufgelegter Ladung in 15 m Abstand (S IV) zeigte die auf Niveauhöhe liegende Notausstiegsklappe Schäden, durch die sie nur noch bedingt verwendbar war. Insgesamt war das Blech leicht und das querverlaufende Gelenk, das hier als Rohr ausgebildet ist, stärker eingedrückt.

Bei aufgehängten Ladungen (vergl. S III, 500 kg TNT frei aufgehängt) zeigten sich größere Zerstörungen. Das Blech zeigte Eindrückungen; das Scharnier war angerissen und das Querrohr für den Verschluss der Klappe (vergl. Bild I, II) eingedrückt.

Ähnliche Zerstörungen zeigten sich bei der Ansprengung mit 250 kg TNT frei aufgelegt am S-Bau II; ein Scharnier war abgerissen, das Querrohr des Verschlusses eingedrückt. Ebenfalls war die Notausstiegsklappe nach der Ansprengung mit 500 kg TNT (frei aufgehängt) bei S-Bau I sehr stark deformiert und unbrauchbar.

Die Ausführung der Druckklappe müßte verbessert werden; die Druckresistenz ist nicht ausreichend.

Allerdings bleibt festzulegen, welchen Beanspruchungen die Notausstiegsklappe standhalten muß.

Es wäre anzustreben:

- entweder eine sehr leichte Ausführung, die bei höherer Beanspruchung derart zerstört wird, daß eine Beeinträchtigung für den Ausstieg nicht auftreten kann. Hier besteht die Gefahr, daß der Einstieg durch andere Materialien (Erdreich, Schutt) blockiert werden könnte,
- oder eine druckresistente Ausführung, die allerdings so bemessen sein muß, daß die Verschlüsse auf jeden Fall einwandfrei funktionieren.

- 6.5 Bei einigen Versuchen zeigte sich, daß die Notausstiegs-
klappe nach der Anspregung geöffnet war, obgleich die
Scharniere und der Verschuß mit Einschränkung noch in
Ordnung waren. Der Verschuß wird durch ein Gegengewicht,
das auf einem Hebel sitzt, gesichert. Offenbar wird aber
dieses Gegengewicht beim elastischen Rückprall des Bau-
werkes derart aufwärts beschleunigt, daß sich der Ver-
schluß öffnet. Hier wäre eine zusätzliche Sicherung am
Platze bzw. eine Änderung des gesamten Verschußmecha-
nismusses anzustreben.
- 6.6 Wiederholt wurde während der Versuche beobachtet, daß die
Drucktür im Haupteingang nach einer Anspregung geöffnet
war, obwohl sie ordnungsgemäß geschlossen wurde. Einschrän-
kend muß gesagt werden, daß sich allerdings die Verschuß-
hebel wegen der schweren Ausführung z. T. nur sehr mühsam
bedienen ließen. Hier liegt die Vermutung nahe, daß die
schweren Verschußhebel beim elastischen Zurückfedern des
Bauwerkes (insbesondere bei frei aufgehängten Ladungen)
eine aufwärts gerichtete Beschleunigung erfahren und den
Verschuß freigeben, sofern der Reibungsschuß nicht groß
genug ist. Im Meßschutzbau konnte diese Erscheinung häufig
beobachtet werden, zumal hier die Verschlüsse nur leicht
angelegt waren. Empfehlenswert wäre eine zusätzliche Siche-
rung der Verschußhebel. Bei Beanspruchungen von langer
Druckdauer könnten sich erhebliche Gefahren ergeben. Mög-
licherweise könnte es hier noch zu einem Druckeinbruch
bzw. zu einer Einwirkung der negativen Sogphase auf die
Gasschleuse und das Schutzbauinnere kommen.
- 6.7 Beleuchtung: Die in den Schutzbauten installierten Beleuch-
tungskörper aus Leuchtstoffröhren erwiesen sich bei allen
Arten und Größen der gewählten Anspregungen als funktions-
fähig. Lediglich bei Anspregung des S-Baues II durch eine
verdämmte Ladung war die Beleuchtung ausgefallen und z. T.
von den Halterungen gerissen. Insgesamt war die Stromzufüh-
rung unterbrochen; es konnte nicht näher überprüft werden,

ob die Leuchtstoffröhren intakt waren. Insgesamt waren aber hier die gesamten Zerstörungen so stark, daß diesen Schäden keine größere Bedeutung beizumessen ist.

Insgesamt hat sich die pendelartige Aufhängung der Leuchten in hakenförmige Halter bewährt. Bei der Ansprengung mit 1000 kg TNT (aufgehängte Ladung) am S-Bau I wurde allerdings eine Leuchtstoffröhre einseitig aus der Halterung gehoben. Daher wäre es empfehlenswert, für die Einhängung Haken mit geschlossenen Umbiegungen (bisher offen) zu verwenden. Die Enden könnten leicht gesichert werden.

Schlechter verhalten sich die installierten Glühbirnen. Beim Versuch mit 500 kg aufgehängter Ladung (S III) waren die Glühbirnen des Eingangsbauwerkes, des WC sowie der Gasschleuse ausgefallen. Die in Deckenmitte gemessene Beschleunigung betrug 131 g. Bei Ansprengung von S-Bau I mit 500 kg TNT bei frei aufgehängter Ladung fiel eine weitere Glühbirne aus. Die höchste Beschleunigung für Deckenmitte wird hier mit 287 g angegeben.

- 6.8 Die Belüftung erwies sich bei allen Versuchen als funktionsfähig. Nach der Ansprengung mit 500 kg TNT (frei aufgehängt) bei S-Bau III war nach dem Versuch die Lüftung ausgeschaltet. Dies ist der einzige Fall, bei dem einer der verwendeten Kipp-schalter aussetzte. Nach der Ansprengung konnte allerdings der Schalter wieder betätigt und die Lüftung in Gang gesetzt werden. Ebenfalls war nach der Ansprengung mit 500 kg frei aufgehängter Ladung bei S-Bau II der elektrische Antrieb der Belüftung nicht mehr intakt. Hier war aber offenbar der Sicherungskasten in der Gasschleuse in Mitleidenschaft gezogen. Mit Handantrieb konnte die Belüftung allerdings noch bedient werden.

Ebenfalls ließ sich bei S-Bau I die Belüftung nach Ausfall des Stromes (Versuch mit verdämmter Ladung) mittels der Handkurbel noch einwandfrei bedienen.

6.9 Zerstörungen im Auflagerbereich (Beginn von Scherbrüchen) waren fast immer mit Abplatzungen von Betonscherben und Brocken verbunden. Bei den höheren Belastungen fielen z. T. tellergroße Betonscherben herab. Insbesondere erscheinen die Vouten für Abplatzungen gefährdet. Es wäre erwünscht, für die im Bauwerk befindlichen Personen Schutzmaßnahmen gegen herabfallende Trümmerstücke zu treffen. Eventuell könnte man den Beton im Bereich der Vouten durch Einlegen eines leichten Baustahlgewebes oder dergl. mehr vor dem Herausbrechen und Herunterfallen schützen. Da diese Gefahren offenbar nur in den Auflagerbereichen bestehen, könnte auch durch eine geeignete obere Verschalung der Einrichtungsgegenstände (z. B. der Liegen), die an den Wänden aufgestellt werden, ein brauchbarer Schutz erzielt werden.

6.10 Bezüglich der Rißbildungen wird auf die im Punkt 5 gemachten Angaben verwiesen. Die Rißbildungen können von Seiten der Standsicherheit und der Sicherheit der zu schützenden Personen als zulässig hingenommen werden. Ausgenommen werden die starken Zerstörungen durch die verdämmte Ladung an S-Bau II.

Nicht beantwortet ist damit die Frage nach der Gasdichtigkeit des Bauwerkes. Leider war die Überprüfung des Innendruckes und das Verhalten des Bauwerkes in der weiteren Zeit nach der Ansprengung nicht möglich. Die eingebauten Druckmeßgeräte waren z. T. nicht einwandfrei und angeblich nicht vollständig angeschlossen. Eine Überprüfung und Einstellung der Geräte vor Versuchsbeginn, die angekündigt worden war, unterblieb.

Es wird vorgeschlagen, noch nachträglich an einem oder zwei S-Bauten eine Überprüfung der Gasdichtigkeit vorzunehmen. Diese Untersuchung könnte über die Messung der Veränderung eines inneren Überdruckes, der in den angesprengten Bauwerken erzeugt wird, erfolgen.

7. Zusammenfassung

Es wird über Versuche an Stahlbeton-Schutzbauten, die im Jahre 1962/63 auf dem Gelände der Erprobungsstelle der Bundeswehr in Meppen/Ems unter Einwirkung konventioneller Sprengstoffe erprobt wurden, berichtet. Die Versuche sollten nach Möglichkeit Anschlußwerte an die Nevada-Versuche (atomare Beanspruchung) bei Ansprengung mit herkömmlichem Sprengstoff erbringen. Um das Verhalten der einzelnen Bauwerke und Bauteile näher kennenzulernen, wurden durch verschiedene Institute umfangreiche Messungen ausgeführt. Hierüber wurden Teilberichte bereits vorgelegt.

Es werden im einzelnen das Versuchsprogramm, die Versuchsabschnitte sowie die ausgeführten Versuchssprengungen erläutert. Hierbei werden die an den Bauwerken beobachteten Phänomene beschrieben und wesentliche Meßergebnisse genannt. Durch Bildunterlagen werden die Ergebnisse der Versuchssprengungen im einzelnen demonstriert.

In einem weiteren Abschnitt werden die Versuchsergebnisse (Meßergebnisse) für Deckenplatten und Frontwände der einzelnen Schutzbauten dargelegt und rechnerisch ausgewertet. Mit Hilfe vereinfachender Annahmen (Einmassensystem, Vernachlässigung von Dämpfungen, der elastischen Eigenschaften des Bodens, u.a.) wird sodann versucht, das Verhalten und die Beanspruchung einzelner Bauteile rechnerisch zu ermitteln. Die gewählten Ansätze und Rechenannahmen für Materialwerte und Eigenschaften der dynamischen Ersatzsysteme führen bei Nachrechnung der Deckenplatten zu ausreichend übereinstimmenden Ergebnissen mit den Meßwerten. Die durchgeführten Rechnungen sind jedoch lediglich Näherungslösungen, da insbesondere das System wie die Druckstoßlasten viele nicht sicher angebbare Eigenschaften besitzen. Die Untersuchungen zeigen, daß für vorliegende Belastungen und Bauteile eine Nachrechnung i.a. auf dynamischer Grundlage vorgenommen werden muß. Hierfür sind dynamische Kennwerte des Systems erforderlich, die aber i.a. in Näherung rechnerisch abgeschätzt werden können. Damit kann eine Näherungsrechnung - wie hier vorgenommen - verhältnismäßig leicht durchgeführt werden.

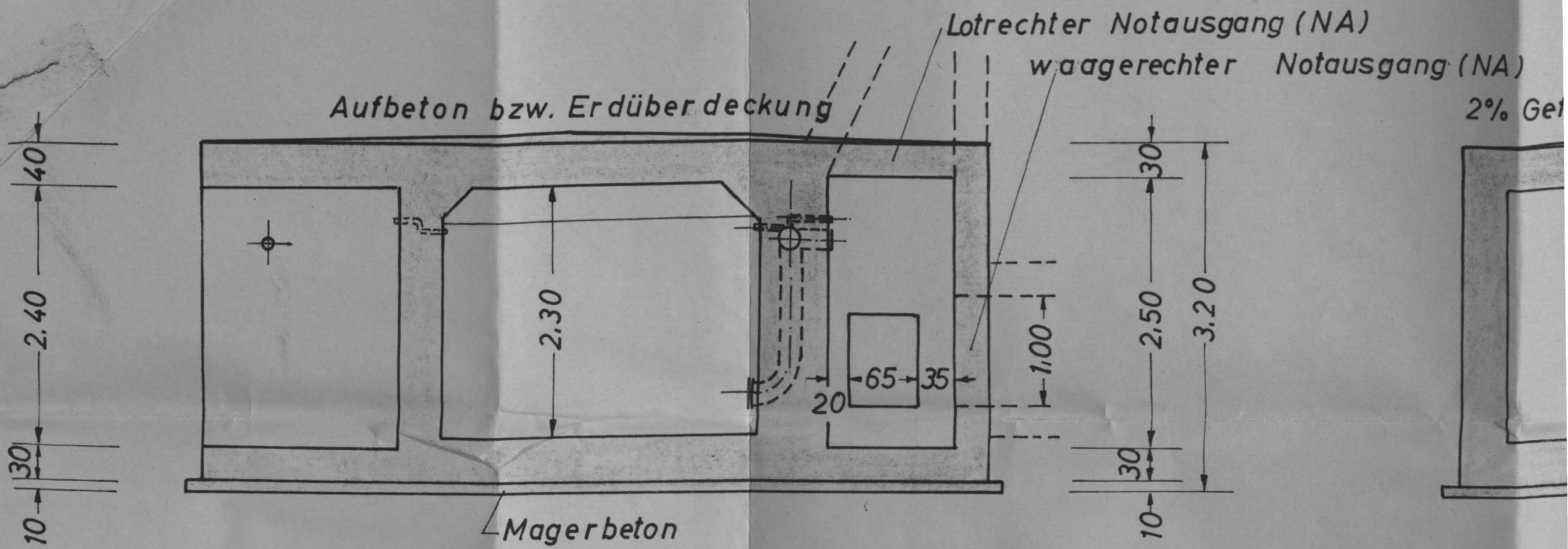
Es werden aus den Versuchsergebnissen abgeleitete Grenzbelastungen für vorliegende Druckstoßlasten für Deckenplatten und Frontwände der Schutzbauten angegeben. Bei Ansprengungen mit aufgelegten bzw. frei aufgehängten Ladungen erwiesen sich die Deckenplatten, bei eingegrabenen Ladungen die Frontwände als zerstörungsempfindlichste Einzelbauteile an den Bauwerken.

Des weiteren werden zusammenfassend wichtige Beobachtungen bezüglich Zerstörung oder Gefährdung weiterer Einzelbauteile oder Einbauten gesondert behandelt.

Verwendete Literatur:

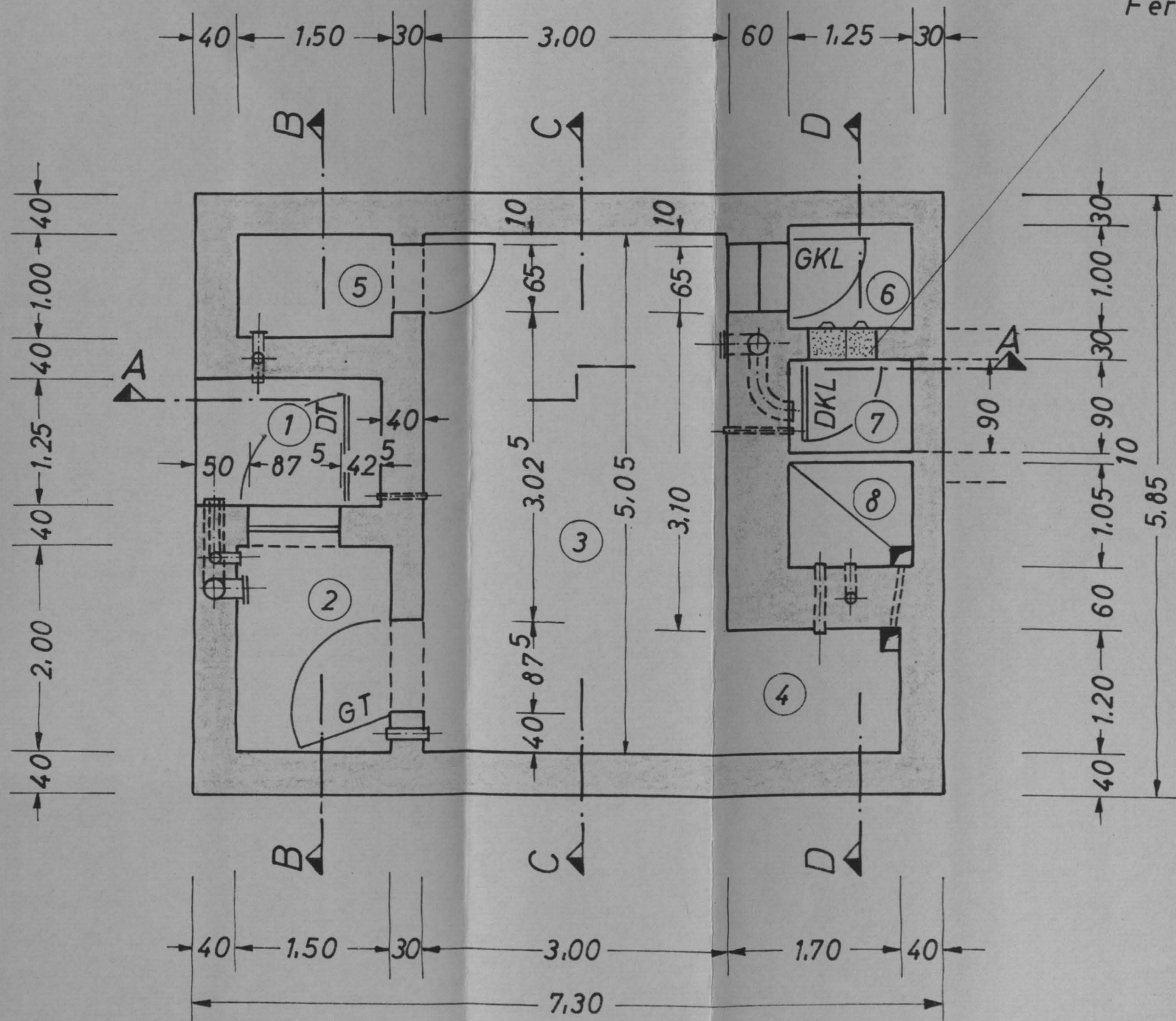
- (1) Thimoshenko, S.
Theory of Plates and Shells,
Verlag McGraw-Hill Company, Inc., New York und
London 1940
- (2) Chany, Ferguson
Long Hinged Reinforced Concrete Columnes,
American Concrete Journal, January 1963
- (3) Bauteile unter dynamischer Belastung,
Handbuch EM 1110 - 345 - 416 aus der Reihe
"Bemessung der Bauwerke gegen die Wirkung der
Kernwaffen"
- (4) Prinzipien der dynamischen Berechnung und Kon-
struktion,
Handbuch EM 1110 - 345 - 415 aus der Reihe
"Bemessung der Bauteile gegen die Wirkung der
Kernwaffen"
- (5) Waffenwirkungen
Handbuch EM 1110 - 345 - 413 aus der Reihe
"Bemessung der Bauteile gegen die Wirkung der
Kernwaffen"
- (6) Handbuch für Werkstoffprüfung, Teil 2,
Metallische Werkstoffe,
Springer-Verlag, Berlin 1957
- (7) Plastische Berechnungsmethoden, E.T.H. Zürich
Fortbildungskursus für Bau- und Maschinen-
Ingenieure, 1963
- (8) Betonkalender, Teil I, 1964, 1965.

Schnitt A - A



Grundriß

Mit 8 Stck. herausnehmbarer Fertigbetonsteinen zusetzen

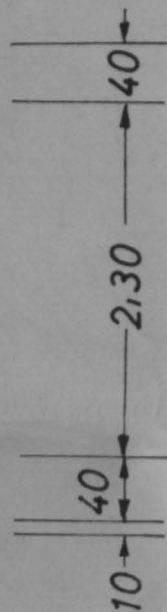
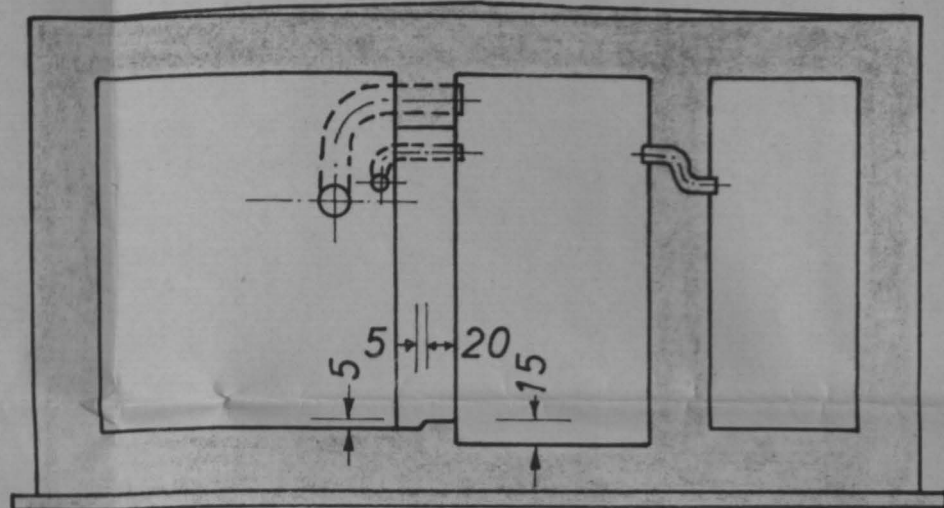


Schnitt B-B

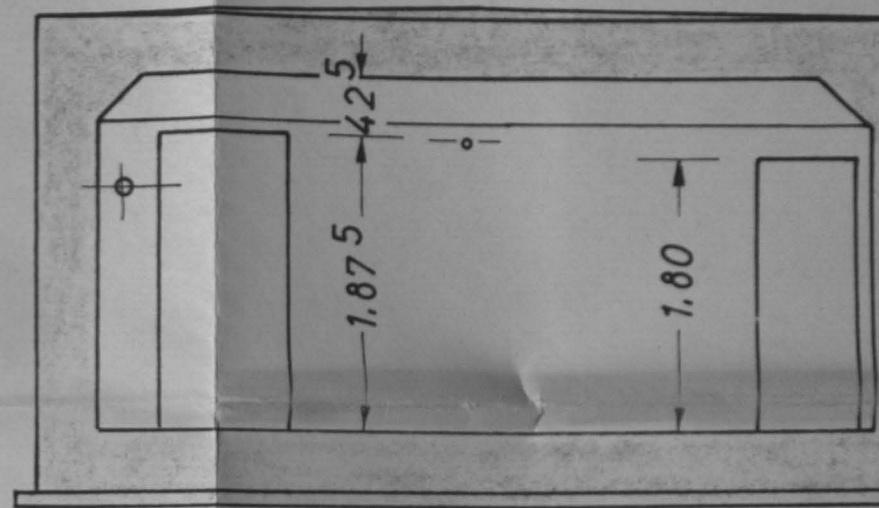
A)

ausgang (NA)

2% Gefälle bei Außenbauten

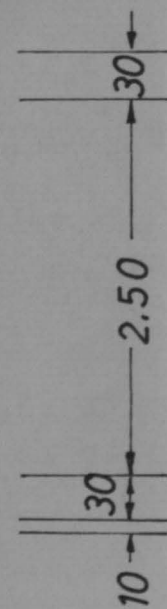
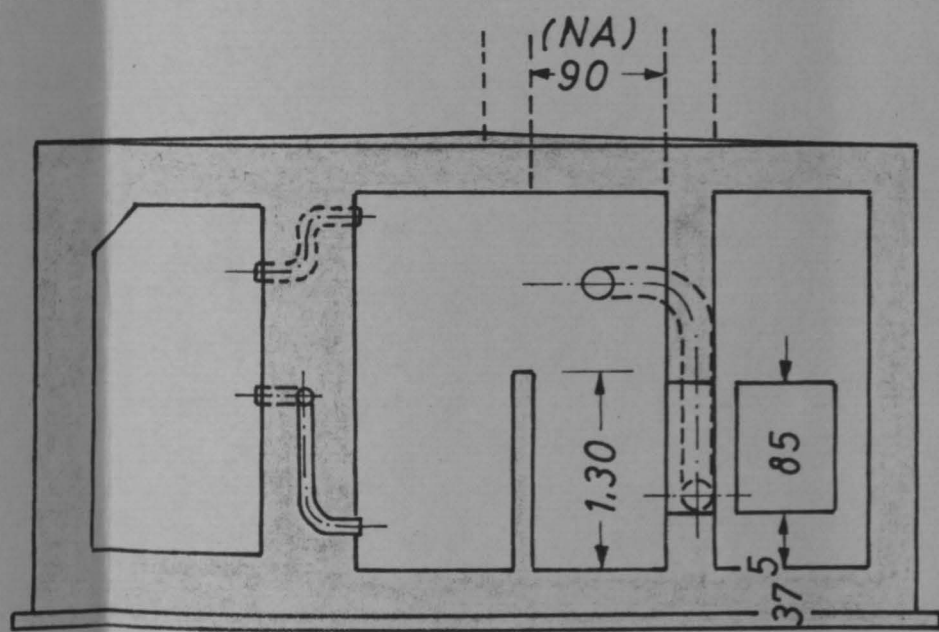


Schnitt C-C



Schnitt D-D

k. herausnehmbaren
onsteinen zusetzen



Luftstoßs. Schutzbau

S₁

① Eingang

② Schleuse

③ Schutzraum

④ Belüfter

⑤ Abort

⑥ Schleuse

⑦ Vorraum

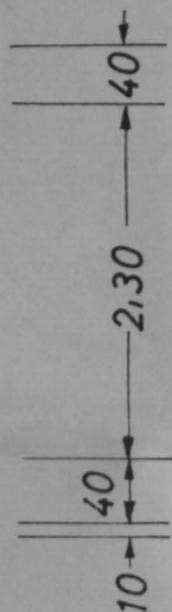
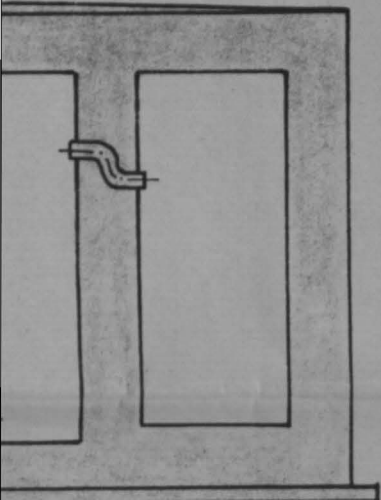
⑧ Grobsandhauptfilter

Institut
für Baustoffkunde
und Stahlbetonbau
TH. Braunschweig

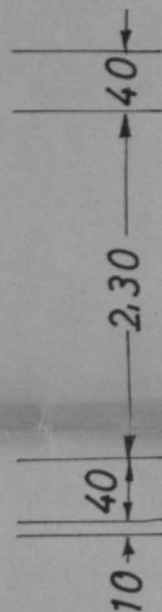
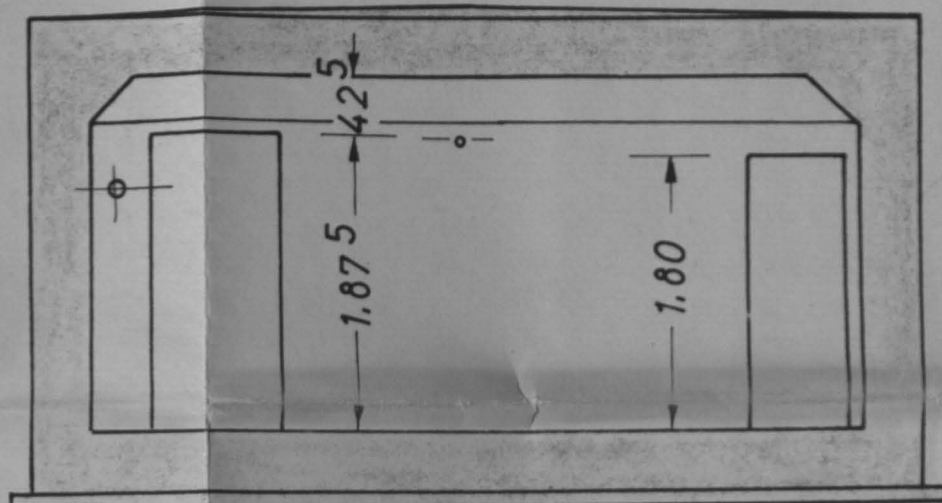
Luftstoßsicherer Schutz

B - B

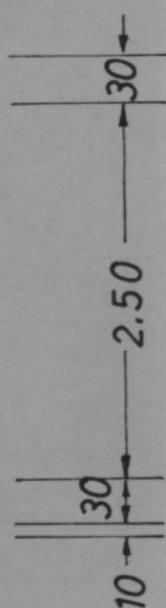
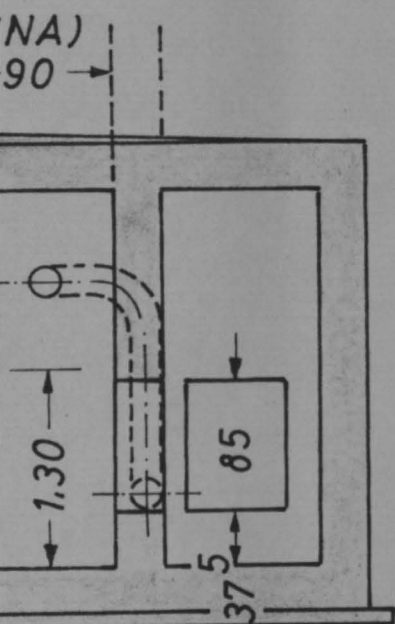
iten



Schnitt C - C



nitt D - D



Luftstoßs. Schutzbau	Außenbau Erdüberdeckung
S ₁	70 cm

- 5 Abort
- 6 Schleuse
- 7 Vorraum
- 8 Grobsandhauptfilter

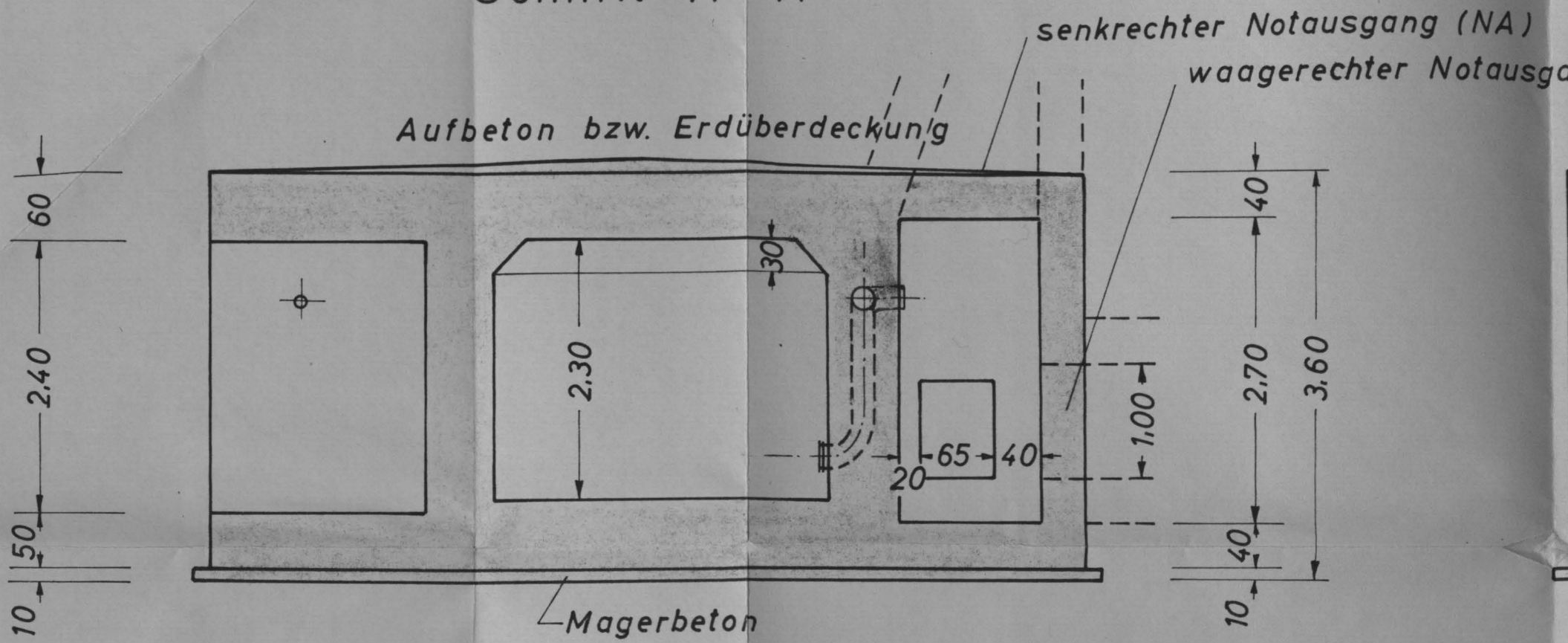
Institut
für Baustoffkunde
und Stahlbetonbau
TH. Braunschweig

Luftstoßsicherer Schutzbau S₁

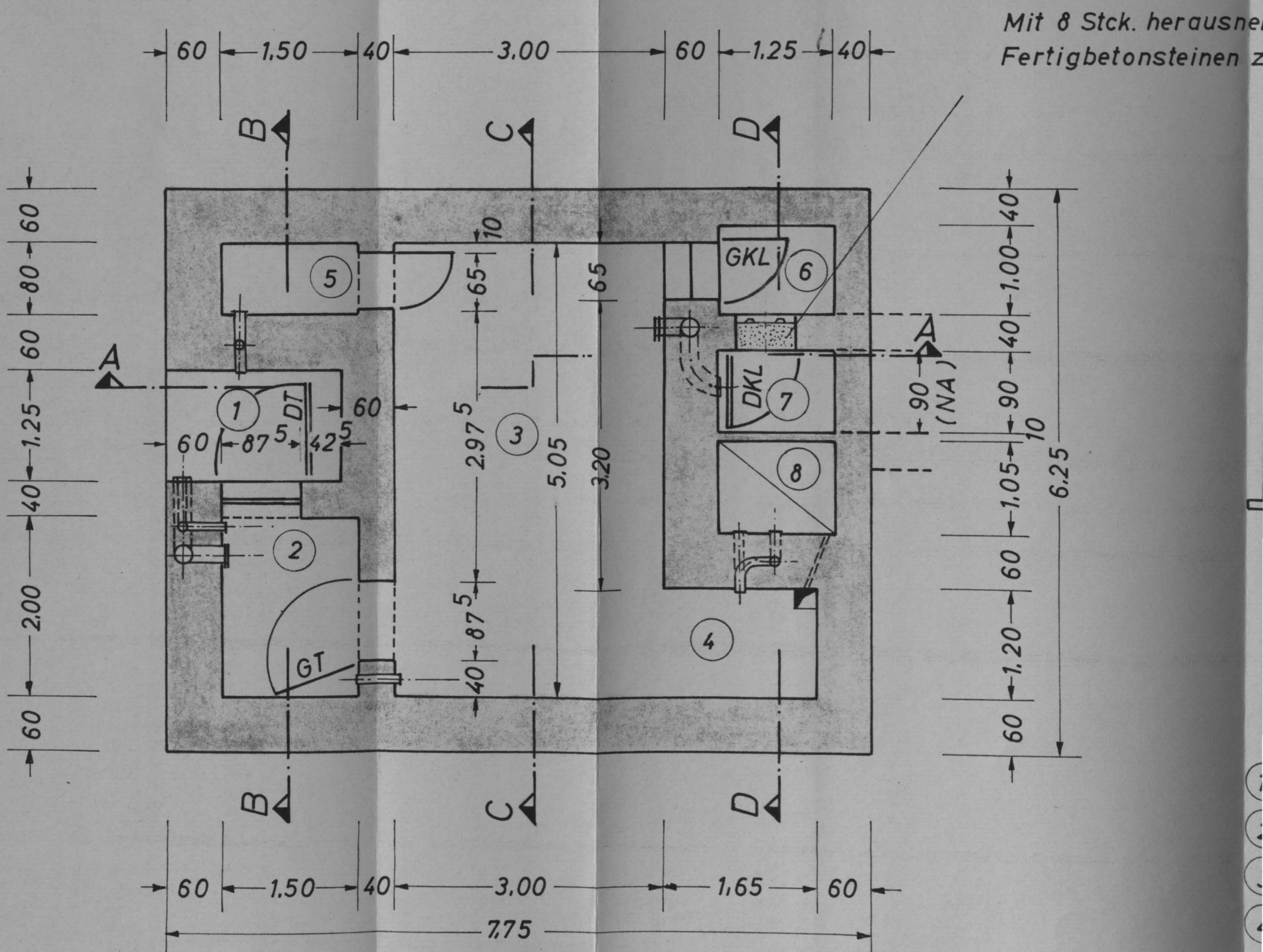
Maßstab: 1:50

Anlage: 1

Schnitt A - A



Gundriß

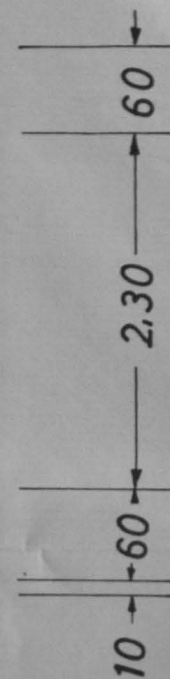
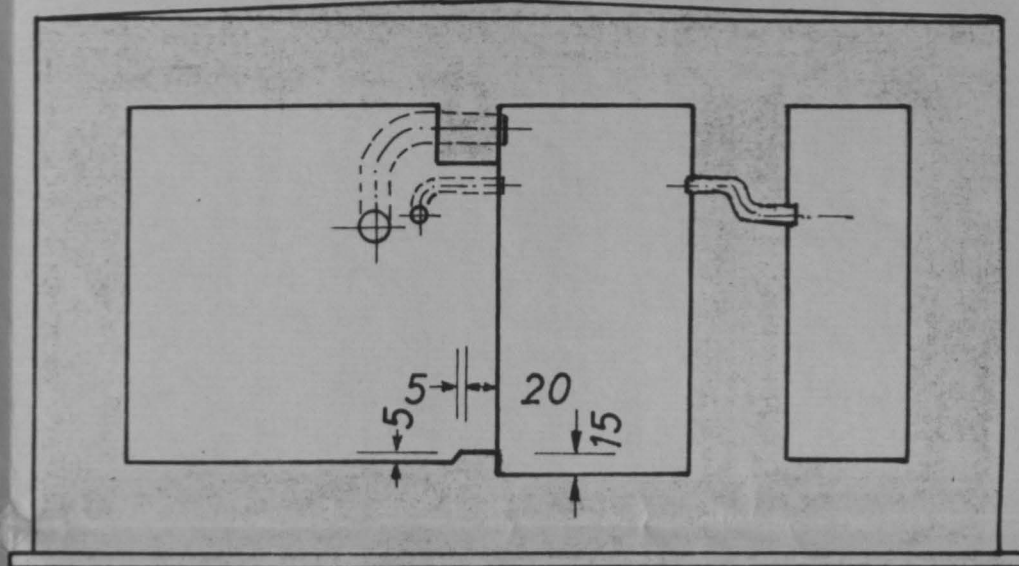
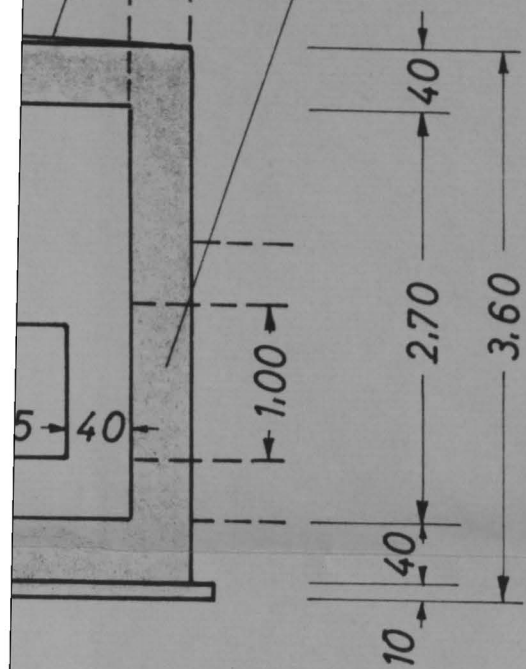


Schnitt B - B

senkrechter Notausgang (NA)

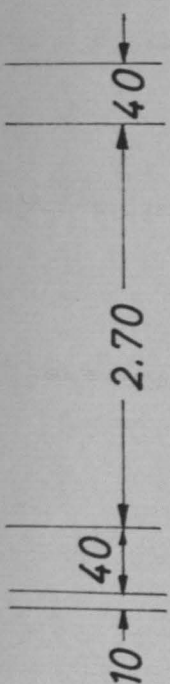
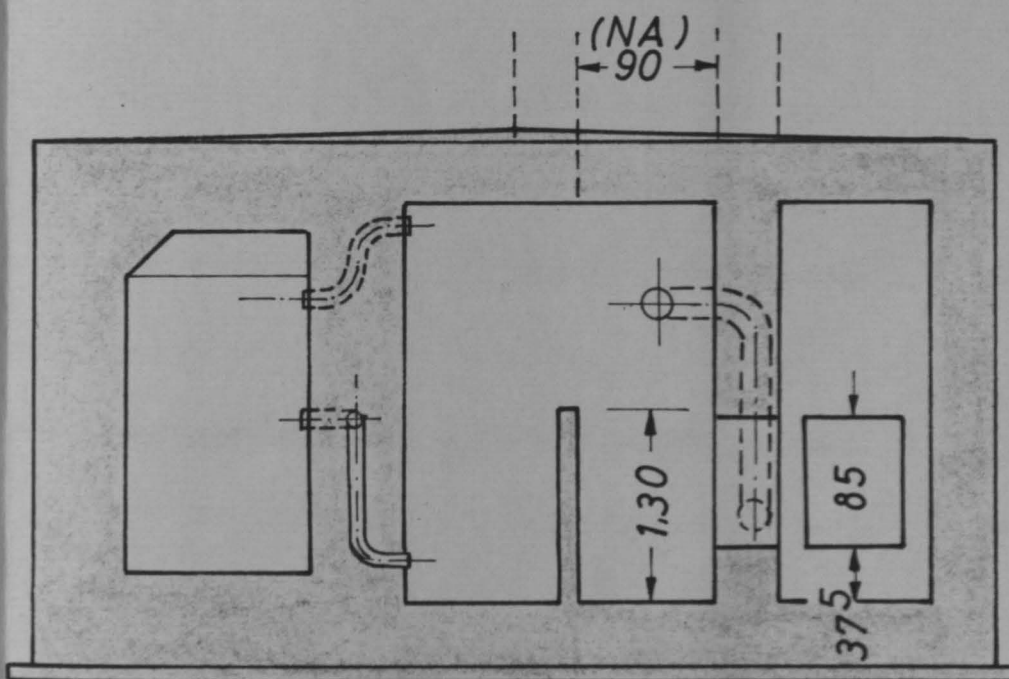
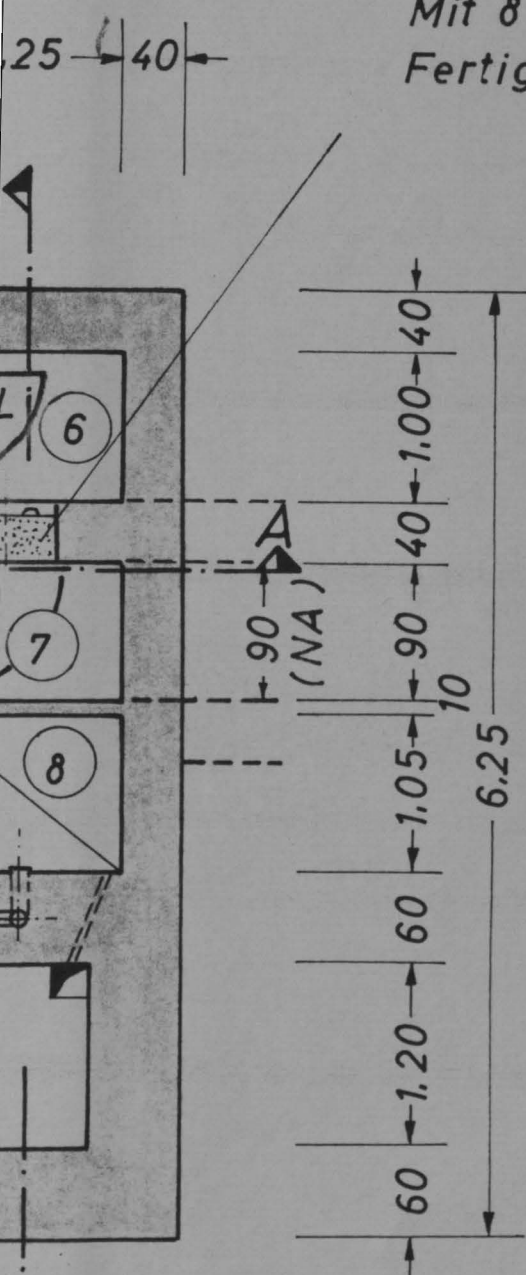
waagerechter Notausgang (NA)

2% Gefälle bei Außenbauten



Mit 8 Stck. herausnehmbaren
Fertigbetonsteinen zusetzen

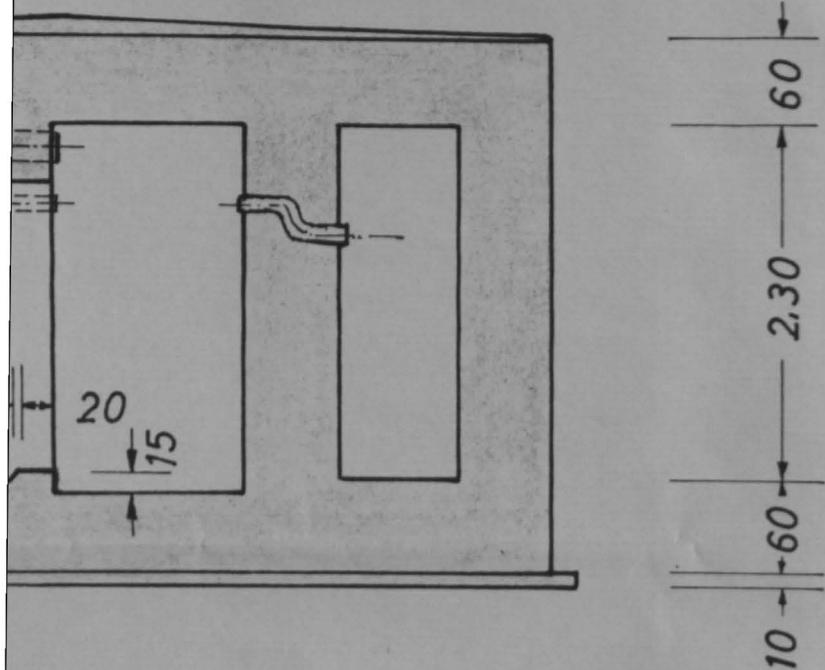
Schnitt D - D



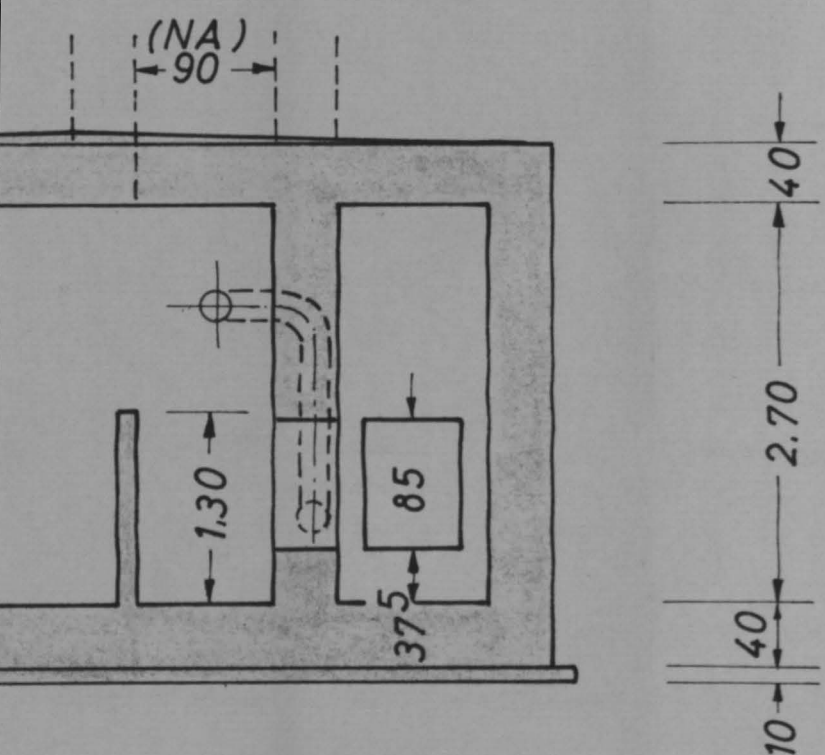
- | | |
|--------------|-----------------------|
| ① Eingang | ⑤ Abort |
| ② Schleuse | ⑥ Schleuse |
| ③ Schutzraum | ⑦ Vorraum (NA) |
| ④ Belüfter | ⑧ Grobsandhauptfilter |

Schnitt B - B

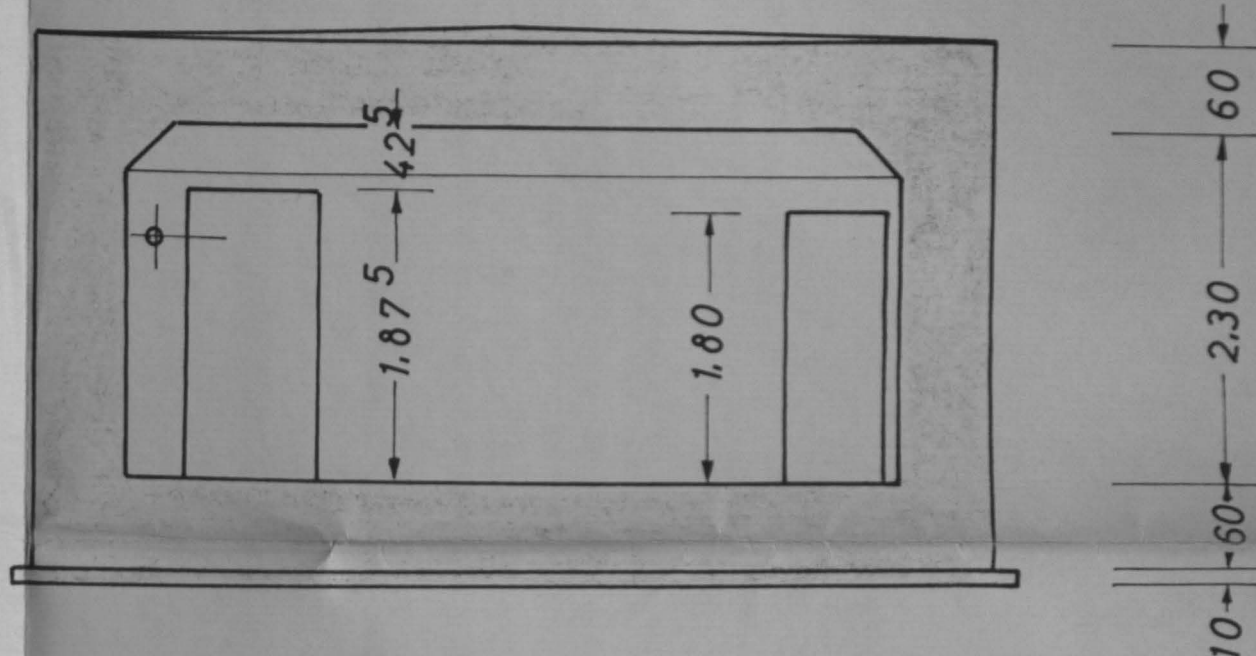
enbauten



Schnitt D - D



Schnitt C - C



Luftstoßs. Schutzbau	Außenbau Erdüberdeckung
S 9	120 cm

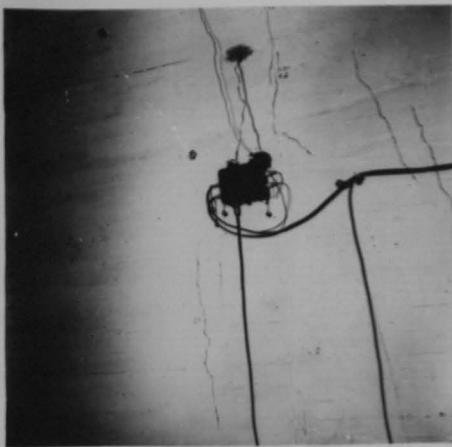
- 5 Abort
- 6 Schleuse
- 7 Vorraum (NA)
- 8 Grobsandhauptfilter

Institut
für Baustoffkunde
und Stahlbetonbau
TH. Braunschweig

Luftstoßsicherer Schutzbau S₁

Maßstab: 1 : 50

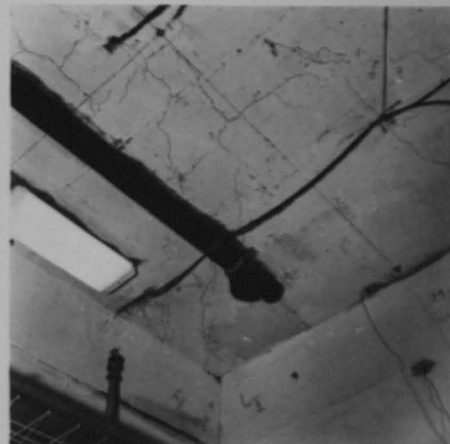
Anlage : 2



4



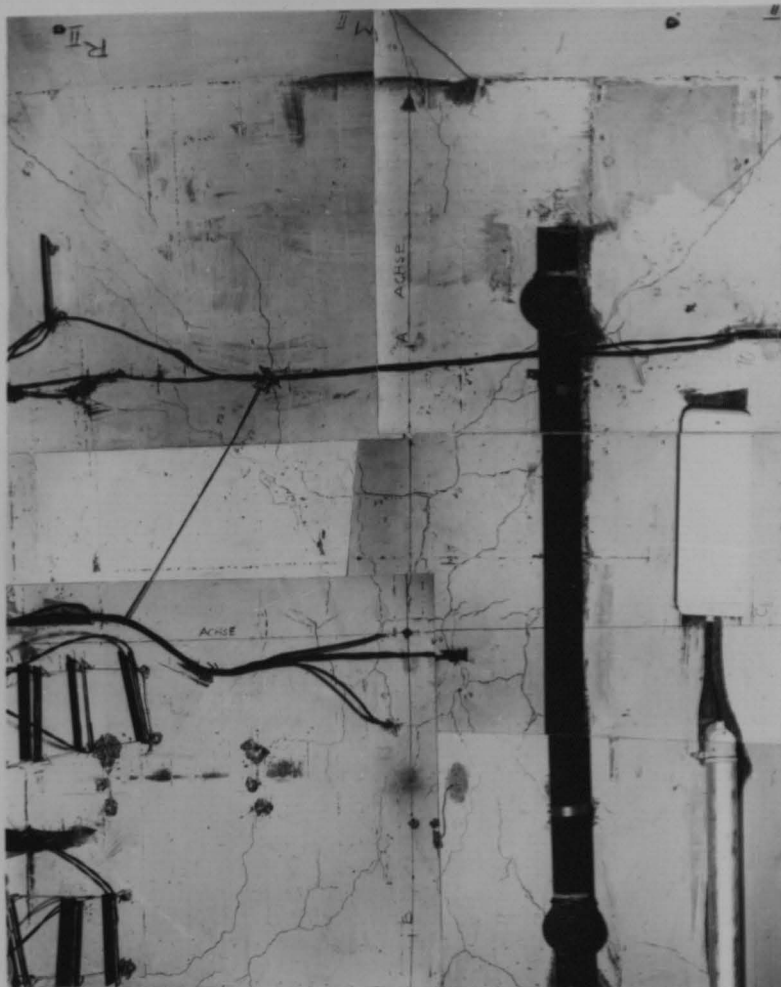
5



7



6



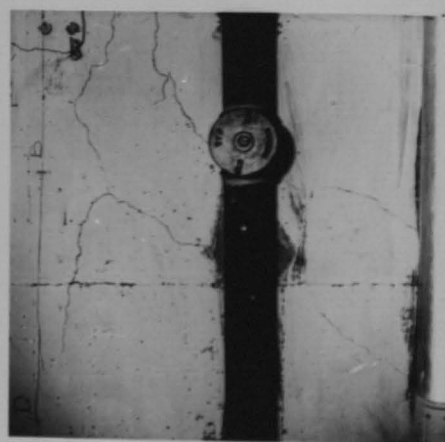
1



8



2



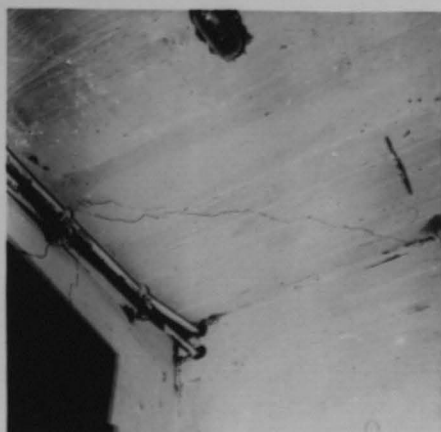
3



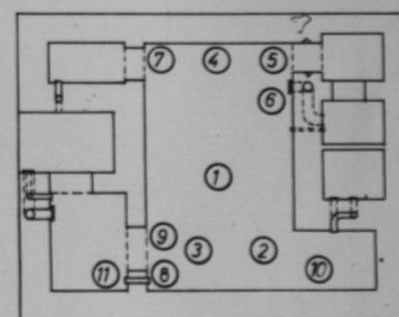
9



10



11



Grundriss



12

Ladung, am Gerüst aufgehängt



13

Drucktür, obere Verankerung



14

Drucktür, Ansicht



15

Drucktür, untere Verankerung



16

Notausstiegsklappe



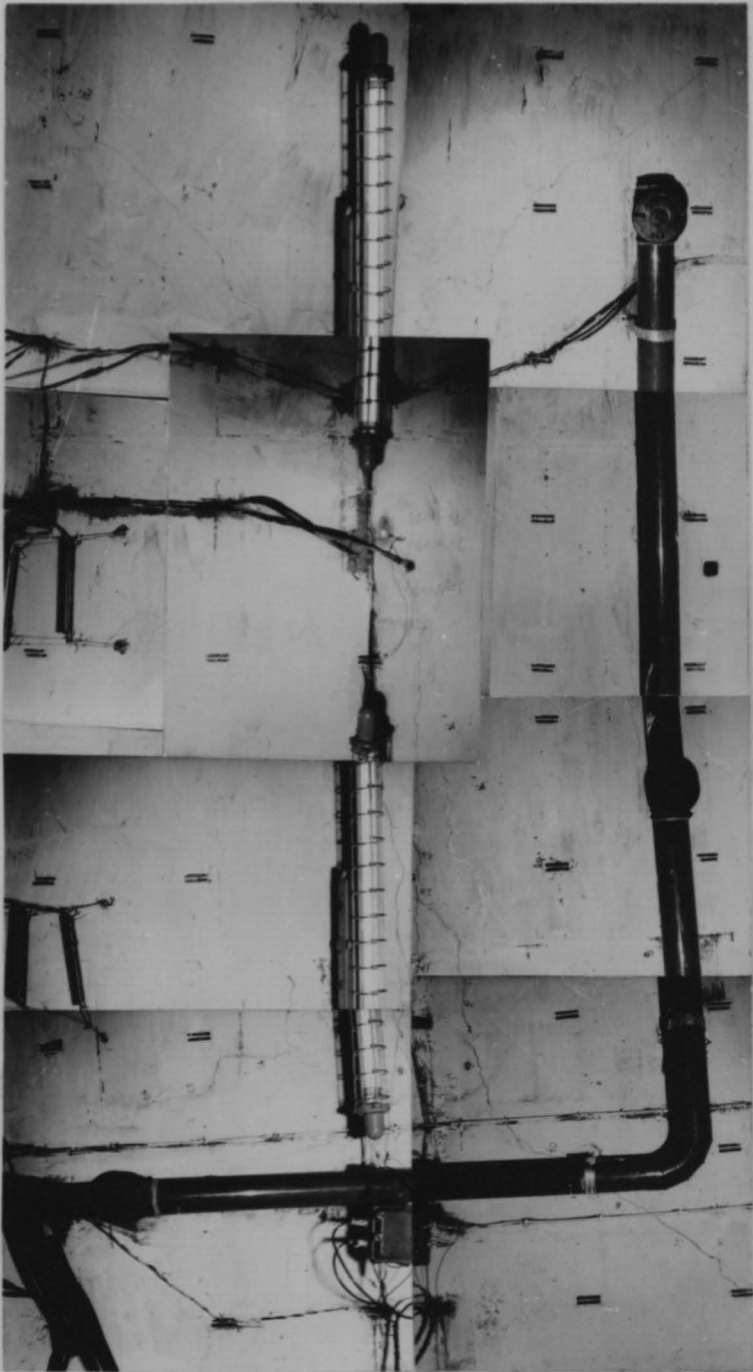
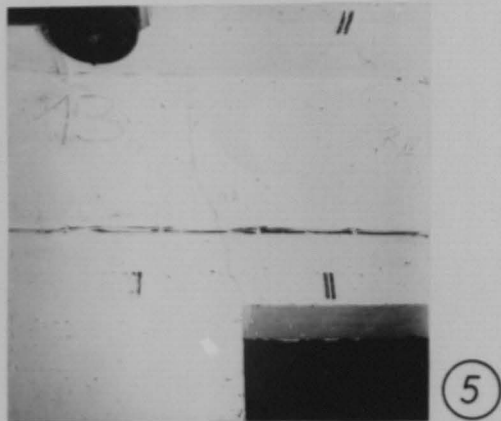
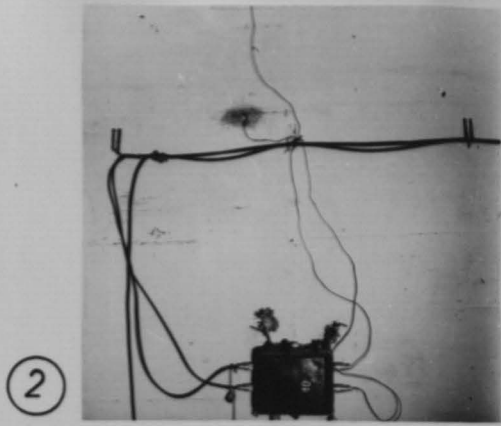
17

Fuge, Eingangsbwk-Schutzbau



18

Notausstieg, Ansicht



1

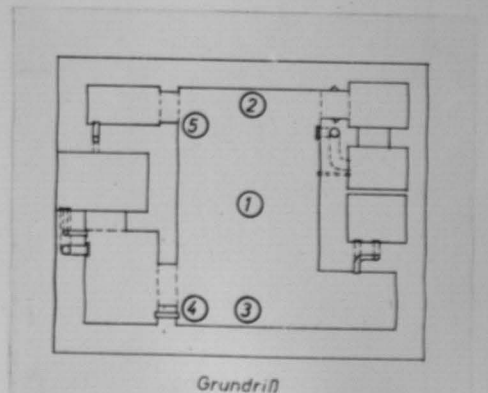
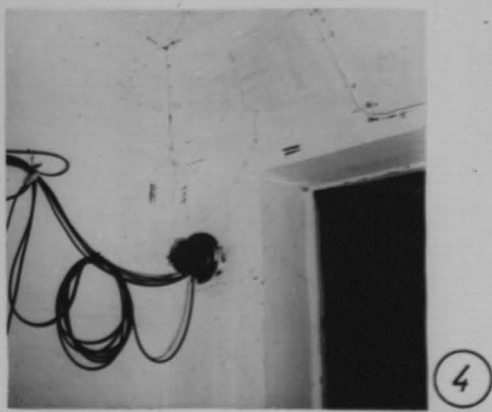
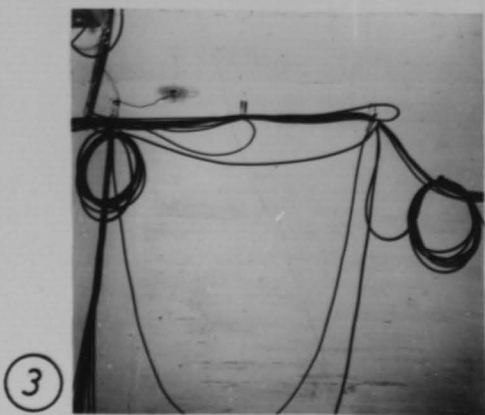


Bild III, Anlage 10

9



Notausstiegsklappe

10



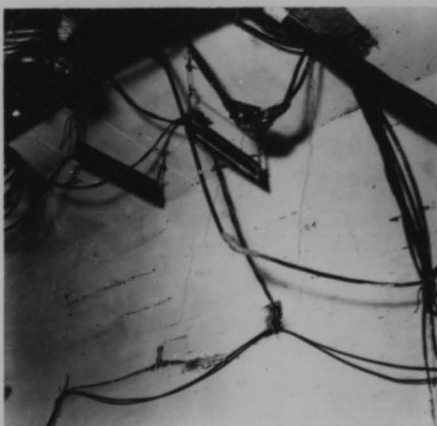
Notausstieg

11

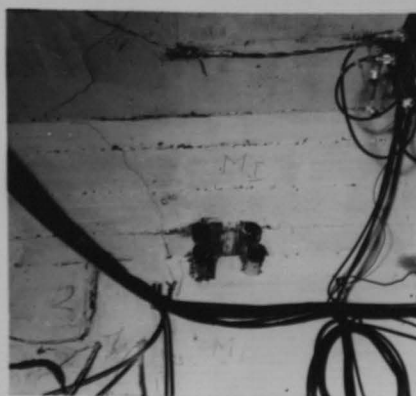


Eingang

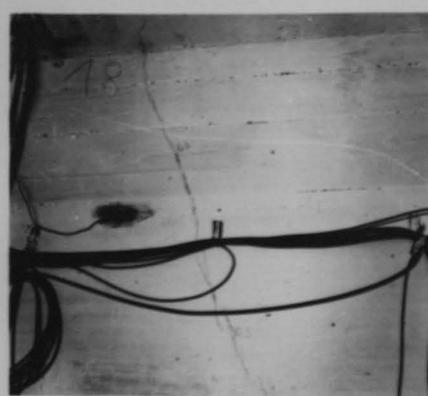
4



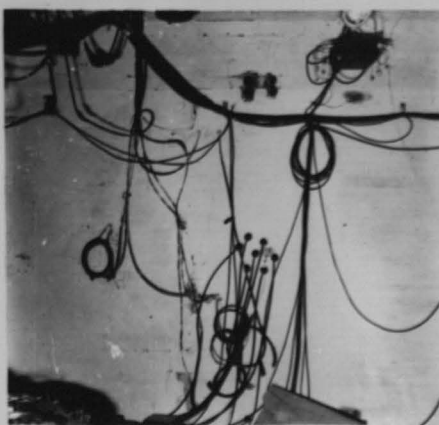
5



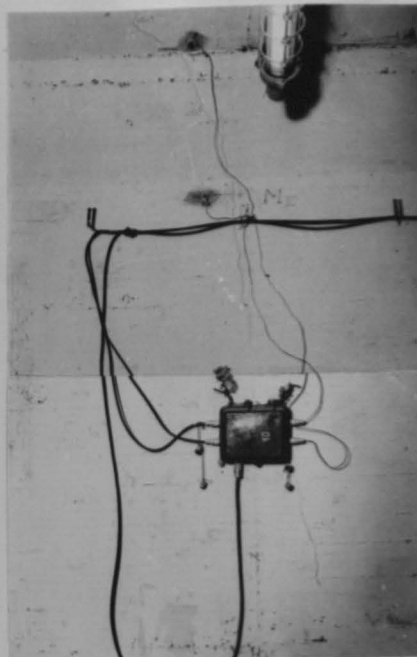
6



3



2



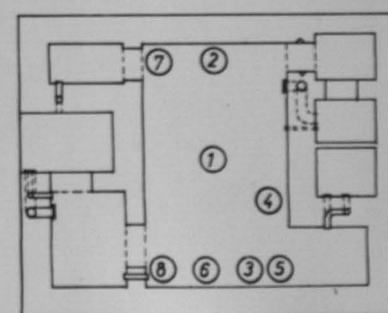
7



8



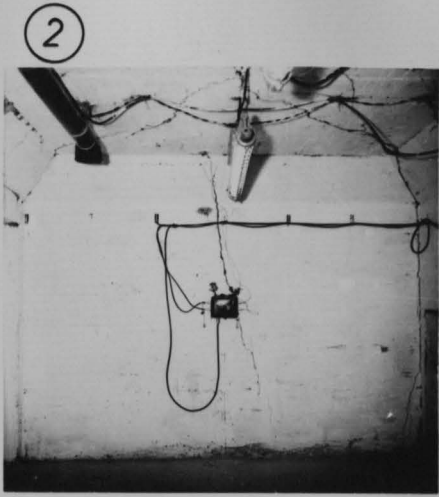
Bild IV, Anlage 1



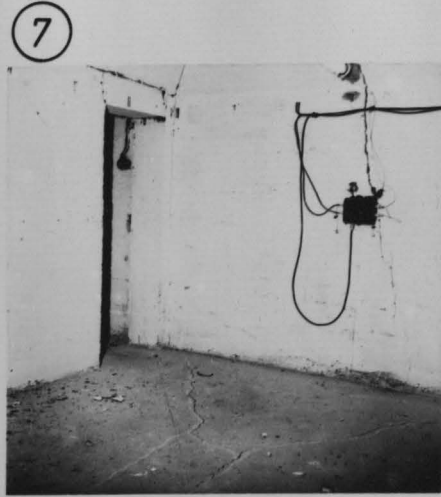
Grundriss



6



2

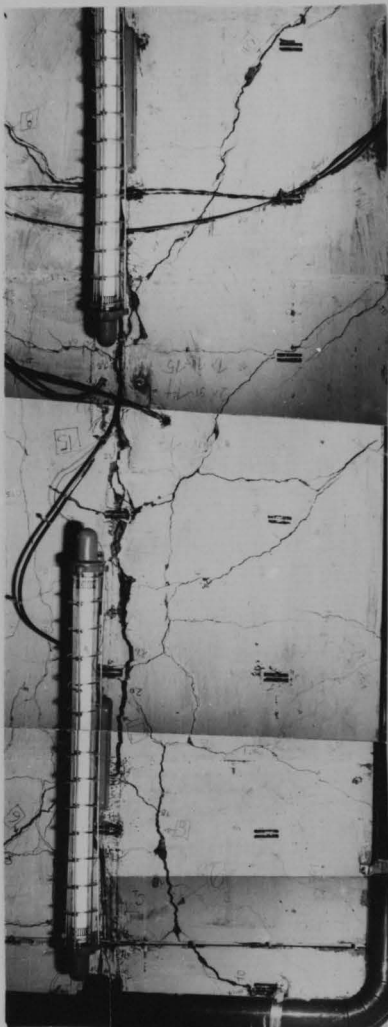


7



15

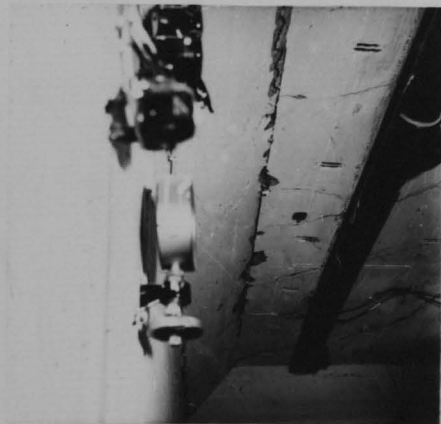
Notausstieg, Ansicht



1



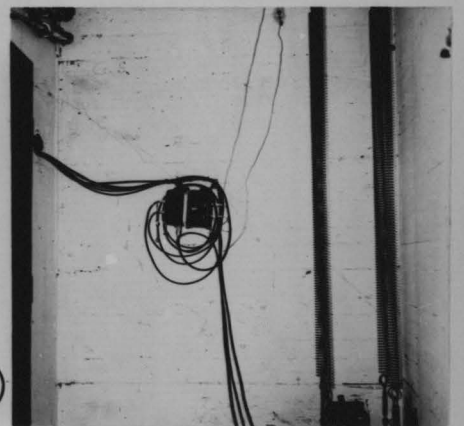
4



5



13



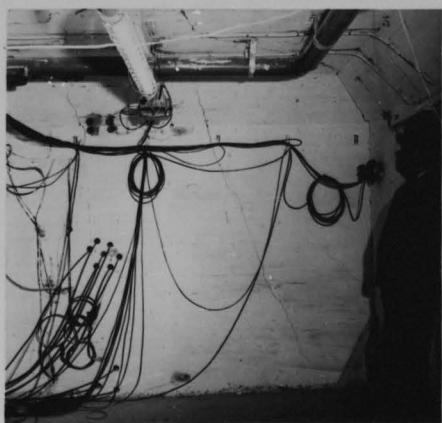
14



11



12



3



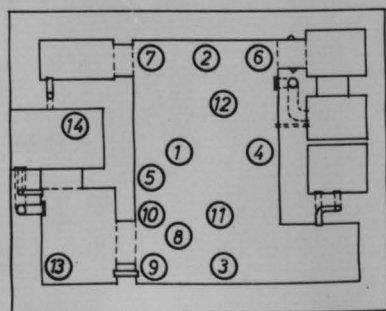
8



9



10



Grundriss

Bild V, Anlage 12



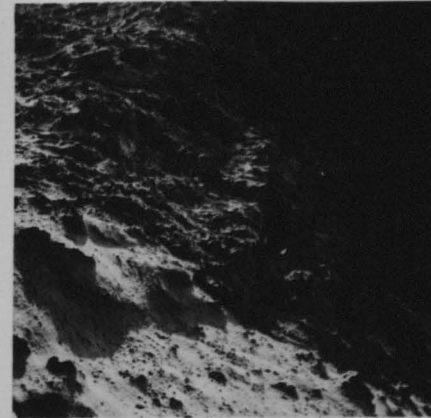
11 Krater nach Sprengung



12 Notausstieg, Ansicht



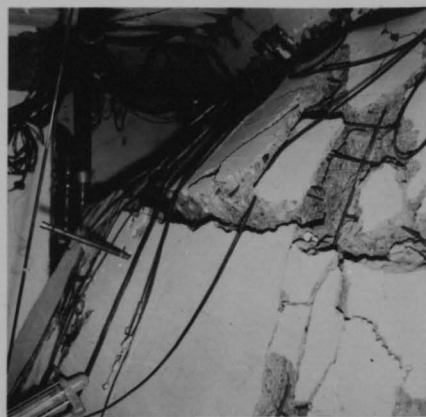
13 Eingang, verschüttet



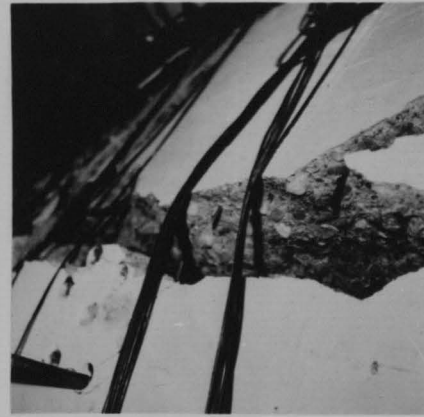
14 Kante des Schutzbaus am Kraterand



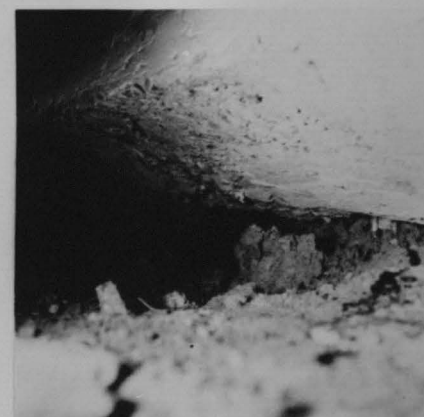
1



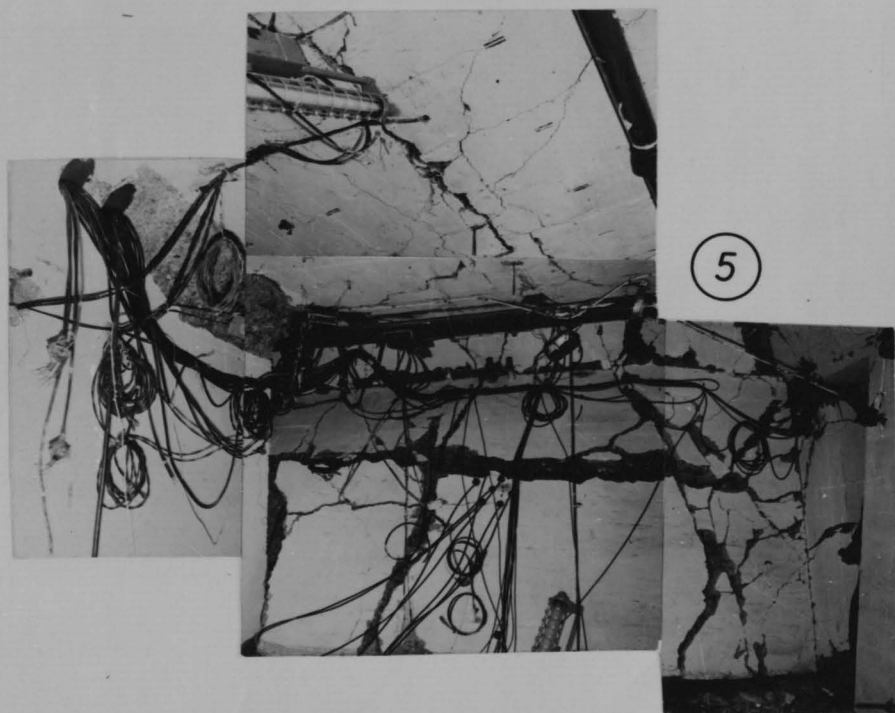
2



3



4



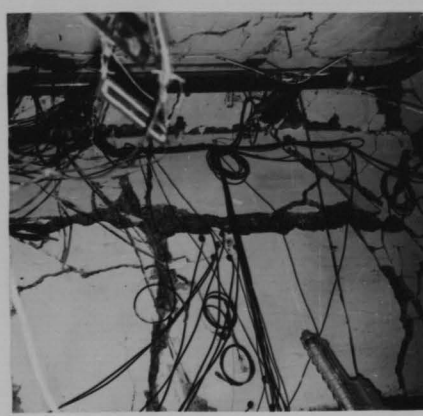
5



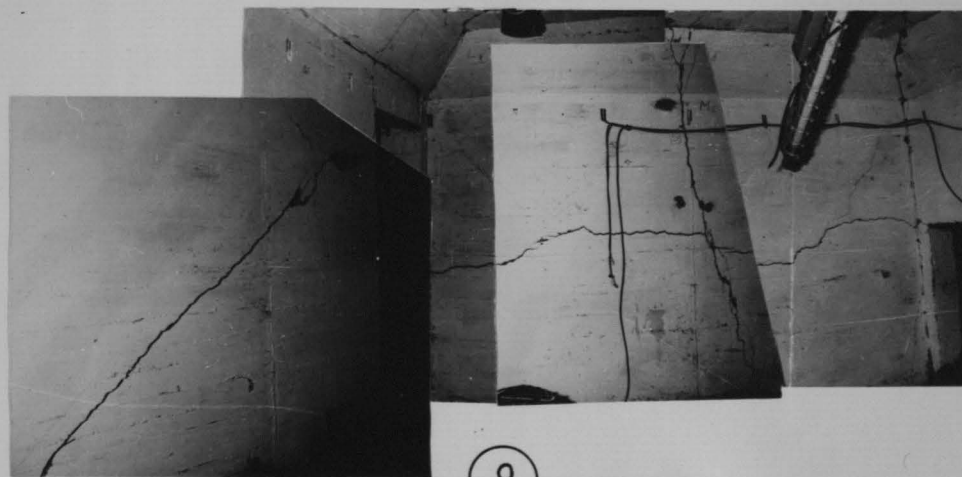
6



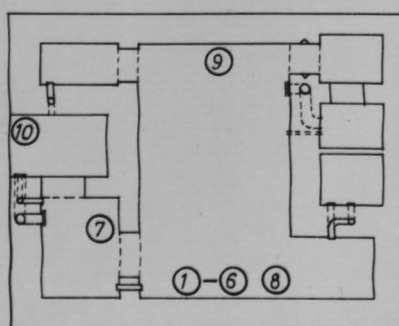
7



8



9



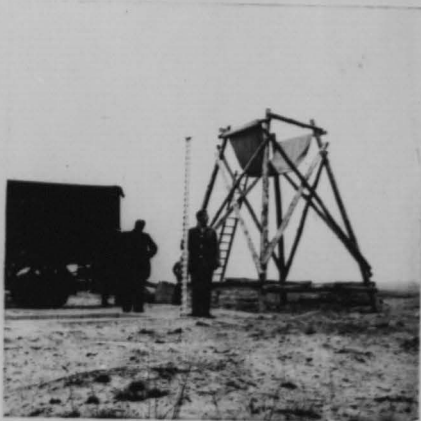
Grundriß



10

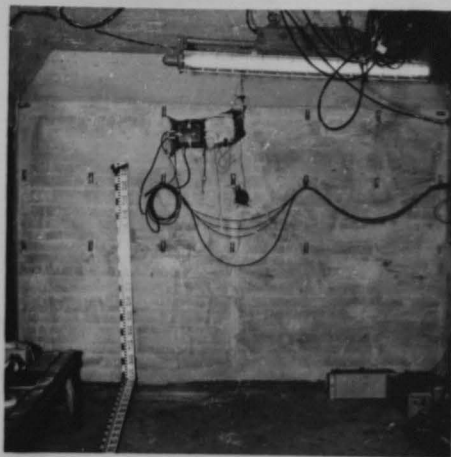
Fuge; Eingangsbwk.-Schutzbau

7



Gerüst für die Ladung

2



8



Notausstieg, Ansicht

9

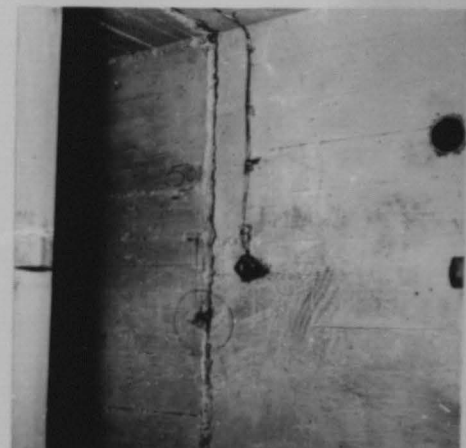
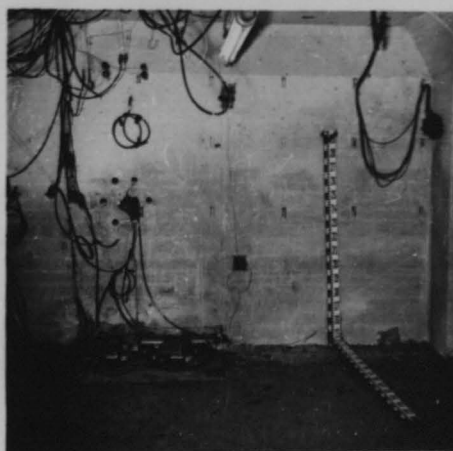


Gelände nach der Sprengung

1

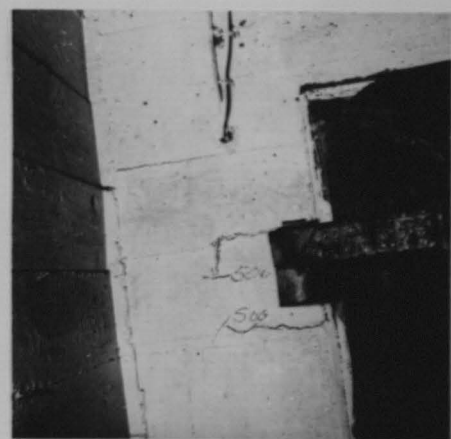


3



4

Fuge, Eingangsbwk.-Schutzbau



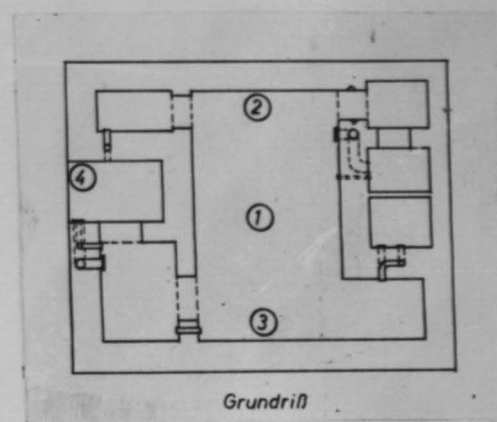
5

Drucktür, Verankerung oben

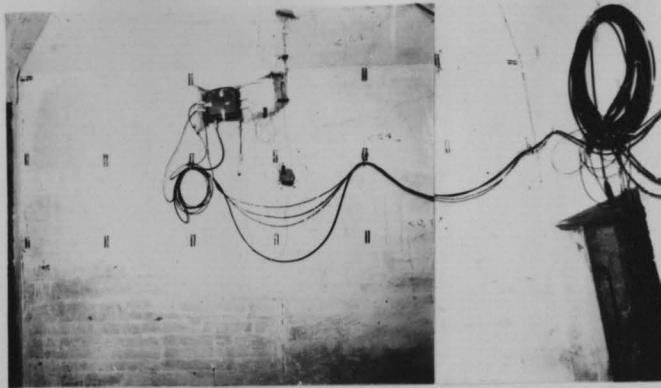


6

Drucktür, Verankerung unten



3



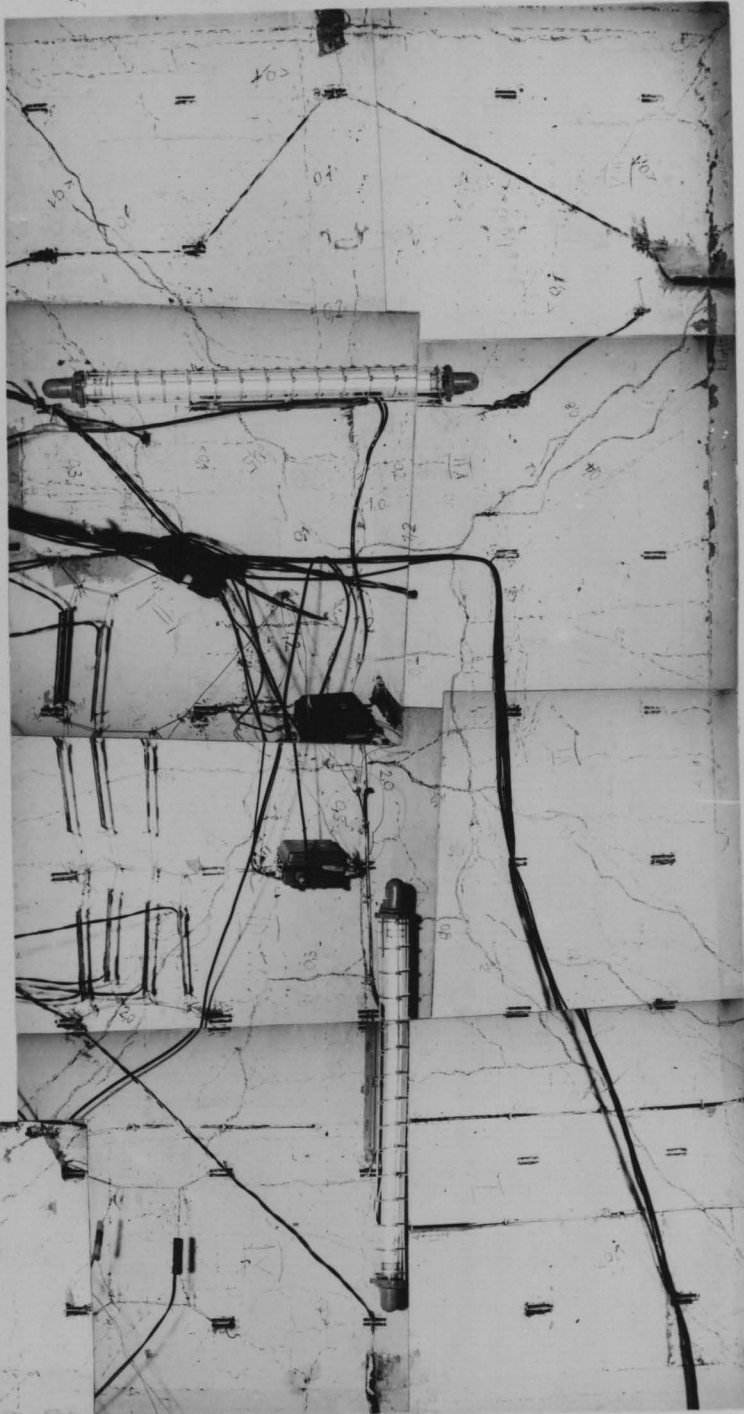
8



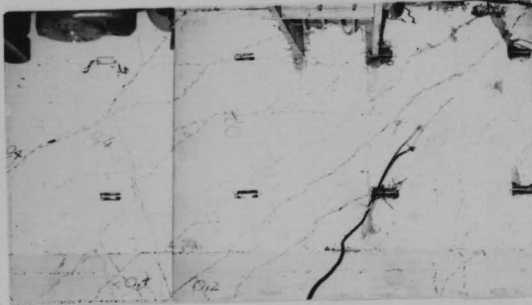
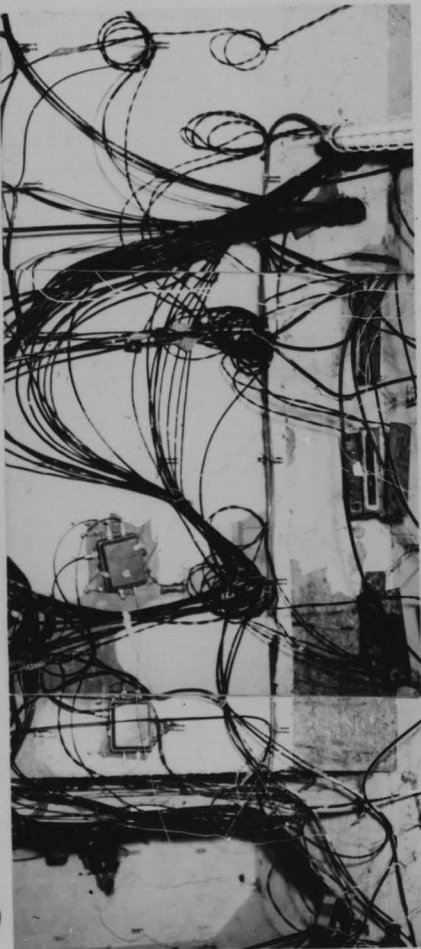
4



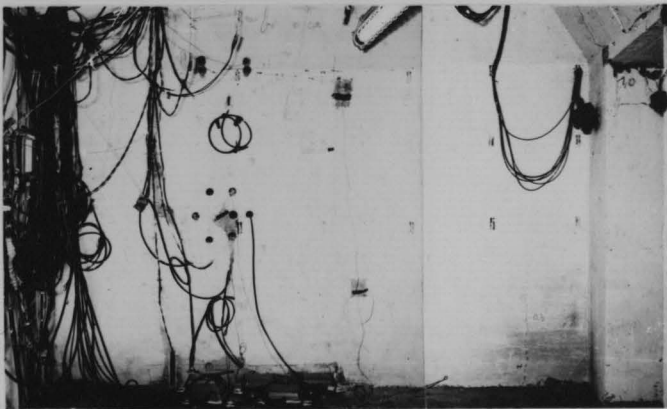
1



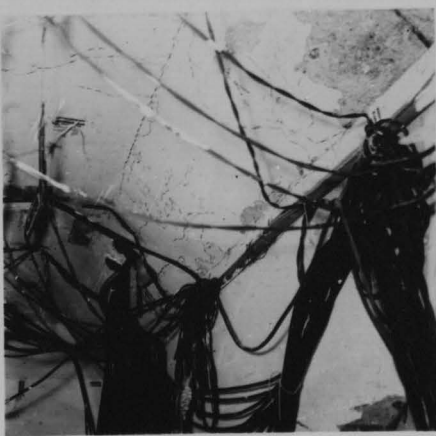
2



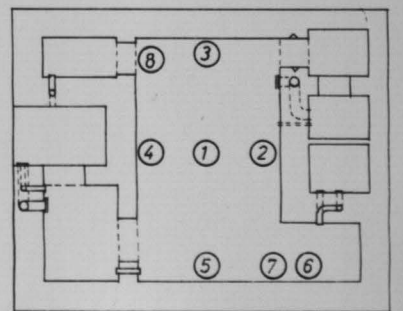
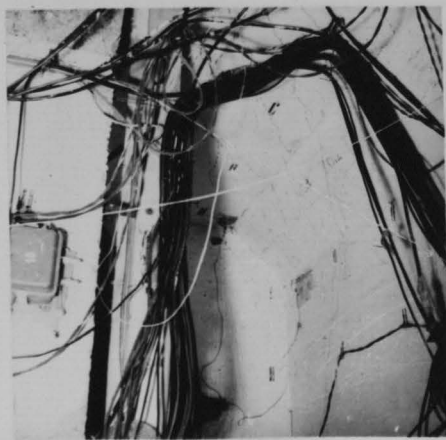
5



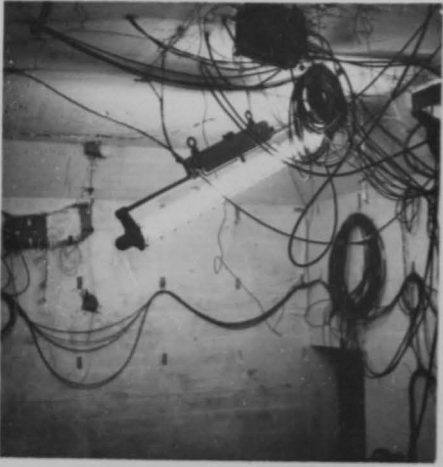
6



7



Grundriss



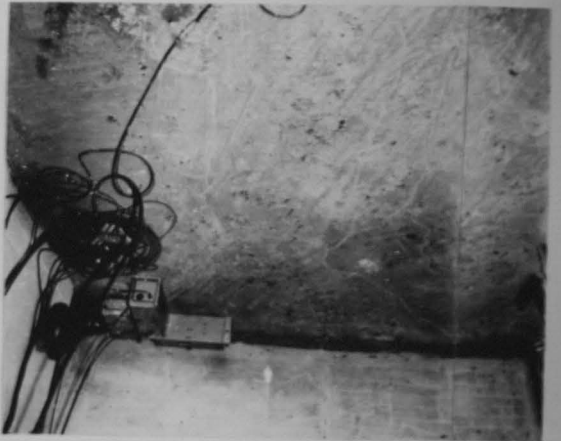
7



3



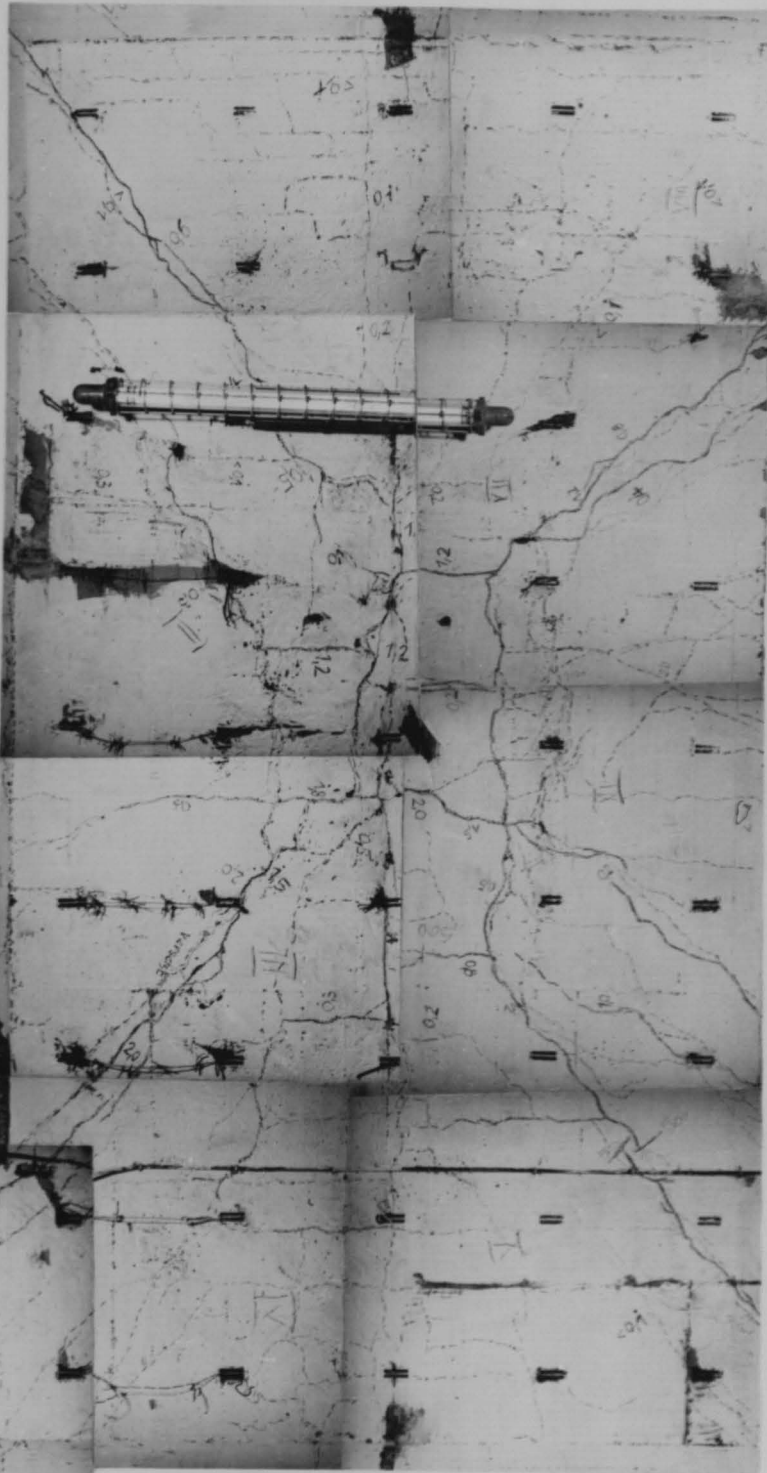
8



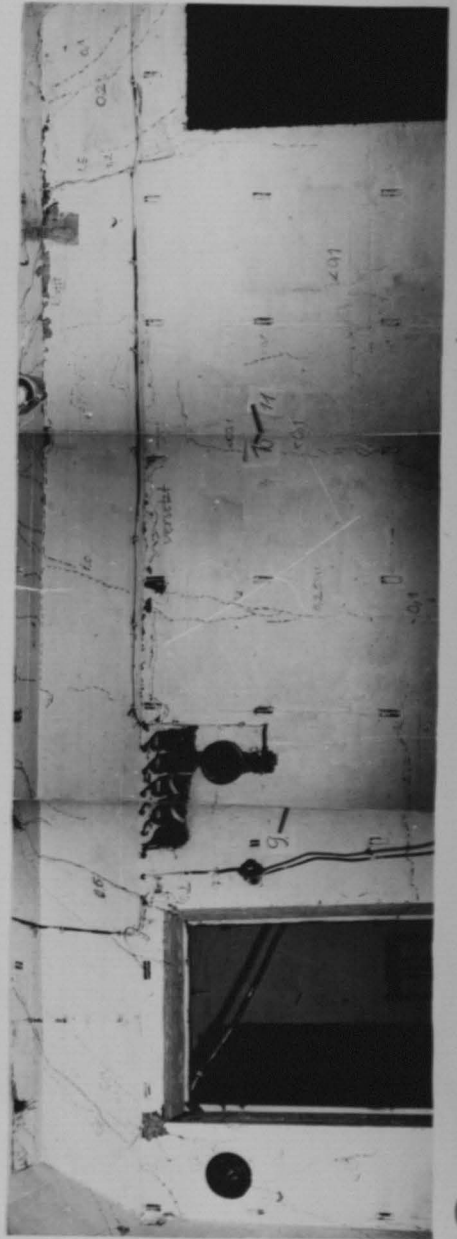
9



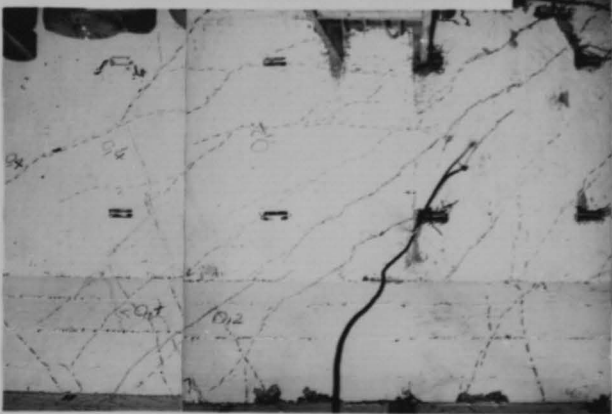
2



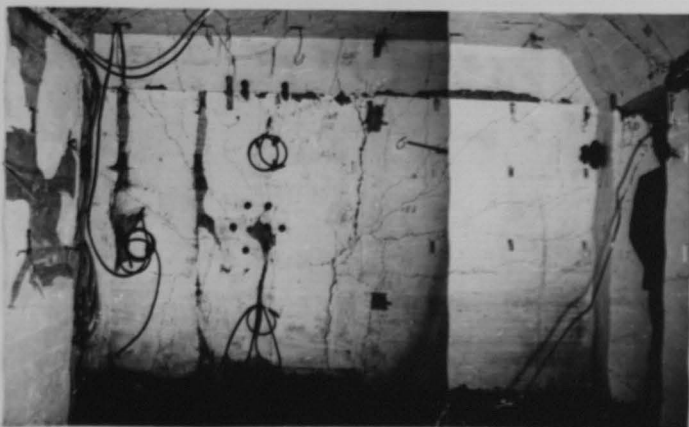
1



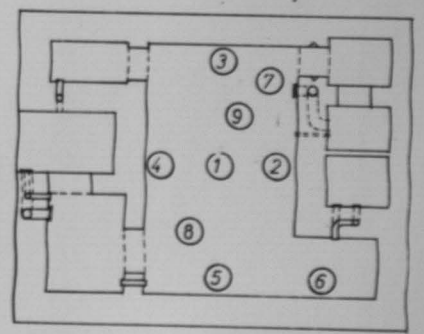
4



6



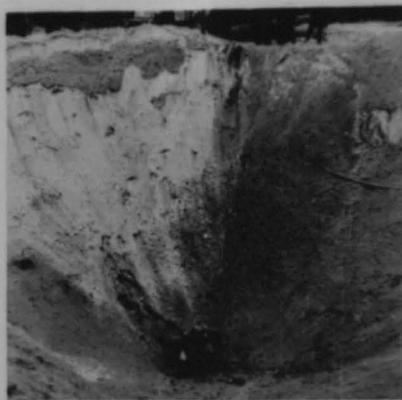
5



Grundriss



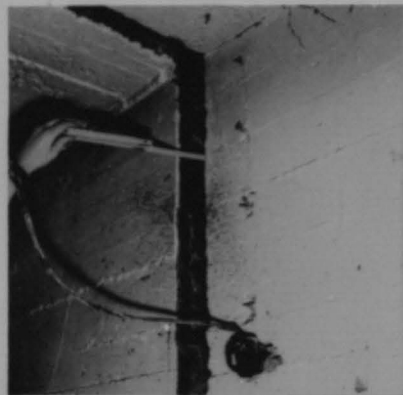
⑩ Ladung in der Grube (HC 4000)



⑪ Krater nach Sprengung (HC 4000)



⑫ Eingang nach Sprengung (HC 4000)



⑬ Fuge, Eingangsbwk.-Schutzbau (HC 4000)



⑭ Gasschleuse, Wand (HC 4000)



⑮ Gasschleuse, Kabel abgerissen (HC 4000)



⑨ Notausstieg, Ansicht (1000 kg)



⑩ Notausstiegsabdeckung (1000 kg)



⑪ Notausstieg und Gelände nach Sprengung (1000 kg)



⑫ Eingang, Sturzaufleger (1000 kg)



⑬ Eingangsraum, Rückwand (1000 kg)



⑭ Gasschleuse, Decke (1000 kg)



⑮ Gasschleuse (1000 kg)



⑯

Fuge, Eingangsbwk.-Schutzbau (1000 kg)